

HERAUSGEGEBEN
IM
PREUSSISCHEN FINANZMINISTERIUM.
Schriftleiter: RICHARD BERGIUS und Dr.-Ing. NONN.

73. Jahrgang. 1923. 10. bis 12. Heft.

ZUR NACHRICHT:

Die Zeitschrift für Bauwesen erscheint jährlich viermal in 12 Heften, und zwar Heft 1—3 im ersten Vierteljahr, 4—6 im zweiten, 7—9 im dritten und Heft 10—12 im vierten Vierteljahr.

INHALT
des 10.—12. Heftes.





Abb. 1. Heidelberg, Medizinische Klinik, Blick auf den Mittelbau des Vorhofes.

Die neue medizinische Klinik der Universität Heidelberg.

Von Baurat **Dr. Ludwig Schmieder** in Heidelberg.

(Mit Abbildungen auf Einlegetafel 1 und 2.)

Der Neubau der medizinischen Klinik verwirklicht einen seit über einem Jahrzehnt gefaßten Plan zur Umgestaltung und Erweiterung des akademischen Krankenhauses, das in den Jahren 1869—1876 errichtet, mit der Zeit aber für die wachsenden Anforderungen zu klein geworden war. Um für die Erweiterung des Krankenhauses Gelände zu gewinnen, mußte zunächst in den Jahren 1914—16 der Botanische Garten auf ein jenseits des Neckars gelegenes Grundstück verlegt werden (vgl. die Veröffentlichung in der Deutschen Bauzeitung 1916 S. 289 u. 293).

Die Pläne für den Neubau waren im Herbst 1913 in Bearbeitung genommen und bis Sommer 1914 so weit gediehen, daß mit dem Bau hätte begonnen werden können. Da brach der Krieg aus. Da das große ins einzelne ausgearbeitete Projekt manche Anregung geben kann, sei es hier in einem Erdgeschoßgrundriß und in einem Schaubild wiedergegeben.

Im Mittelbau waren im Erdgeschoß (Abb. 3) die Ambulanzen, im 1. Obergeschoß die Direktion mit der Bibliothek, den Krankengeschichten u. dgl., und im 2. Obergeschoß die Privatabteilung untergebracht. Ein in der Mitte der gesamten Anlage nach Norden vorgelegter Baukörper enthielt den großen Hörsaal mit Garderoben und besonderen Zugängen für die Studenten. Die beiden parallel nach Norden laufenden Flügelbauten sollten einerseits durch alle Stockwerke das Laboratorium mit allem Zubehör, Röntgenabteilung, Säle für chemische und bakteriologische Arbeiten usw., anderseits drei Isolierstationen, jede mit besonderem Zugang und Treppenhaus, aufnehmen.

So wie von dem Hauptbaukörper nach Norden diese beiden Flügel abzweigten, schoben sich nach Süden jeweils ein U-förmiger Baukörper ein, in dessen freien Schenkeln durch alle Stationen die großen Krankensäle lagen. In den Verbindungsbauten waren Einzelzimmer für 2 bis 6 Betten, Untersuchungsräume, Stationslaboratorien, Bäder und sonstige Nebenräume, Teeküchen, Schwesternzimmer usw. untergebracht.

In einer Länge von 180 m war für den von der Straße her Ankommenden die Baumasse um einen großen Vorhof (Abb. 3) und zwei kleinere symmetrisch dazu gelegene Nebenhöfe gegliedert. Trotz der verschiedenartigsten Zweckbestimmungen der Räume waren doch alle in eine geschlossene Baumasse so eingeschoben, daß ein einheitliches, von allen Seiten wohlgeordnetes Bauwerk entstand. Das in Abb. 2 wiedergegebene Schaubild zeigt uns den auf den Haupteingang gerichteten Anblick des Vorhofes. Seitlich sind die die Krankensäle enthaltenden Flügelbauten mit den gedeckten Liegehallen zu erkennen. Im zweiten Obergeschoß beleben die Balkone vor den Privatzimmern die Wandfläche des Hauptbaues. Der Bauaufwand war auf 3½ Millionen errechnet.

Der unglückliche Ausgang des Krieges stellte die Durchführung des Bauvorhabens allerdings vorübergehend in Zweifel. Der gesunde Optimismus und der entschlossene Wille der leitenden Persönlichkeiten überwand die Zweifler, und so schritt man an die Arbeit, noch bevor das umgearbeitete Projekt in allen Teilen festgelegt war. Schon im März 1919 wurde mit den Grabarbeiten begonnen.

Es war klar, daß das umfangreiche Projekt der Vorkriegszeit nicht verwirklicht werden konnte. Erhebliche Abstreichungen an einzelnen Räumen (z. B. der Gymnastiksaal, der kleine Hörsaal u. dgl.) wurden vorgenommen; auch geschlossene Raumgruppen, so die Isolierabteilung, die Station für Lungen- und eine solche für Nervenkranke mußten anderswo im alten Krankenhause Platz finden.

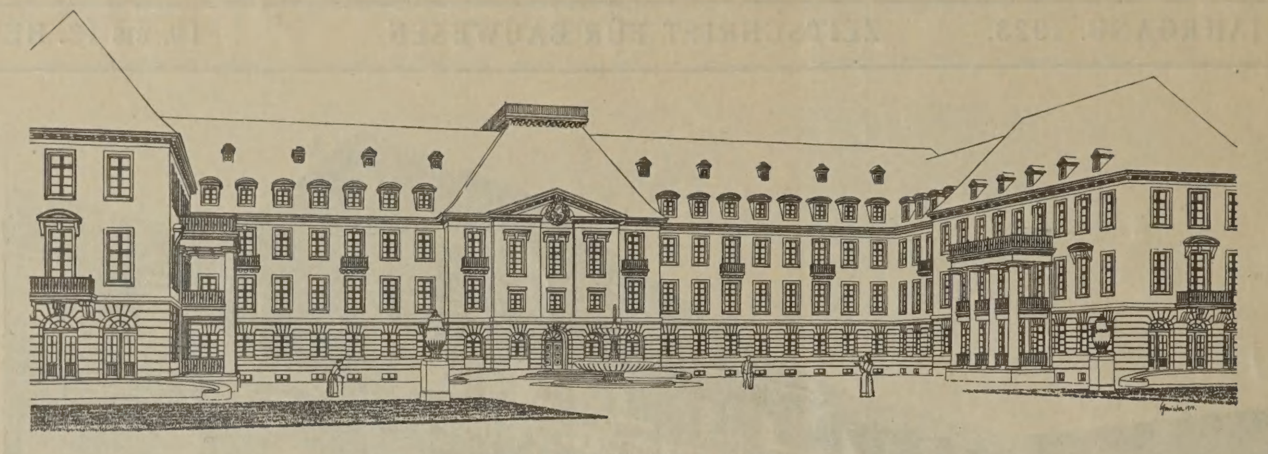


Abb. 2. Vorkriegsplan. Ansicht.

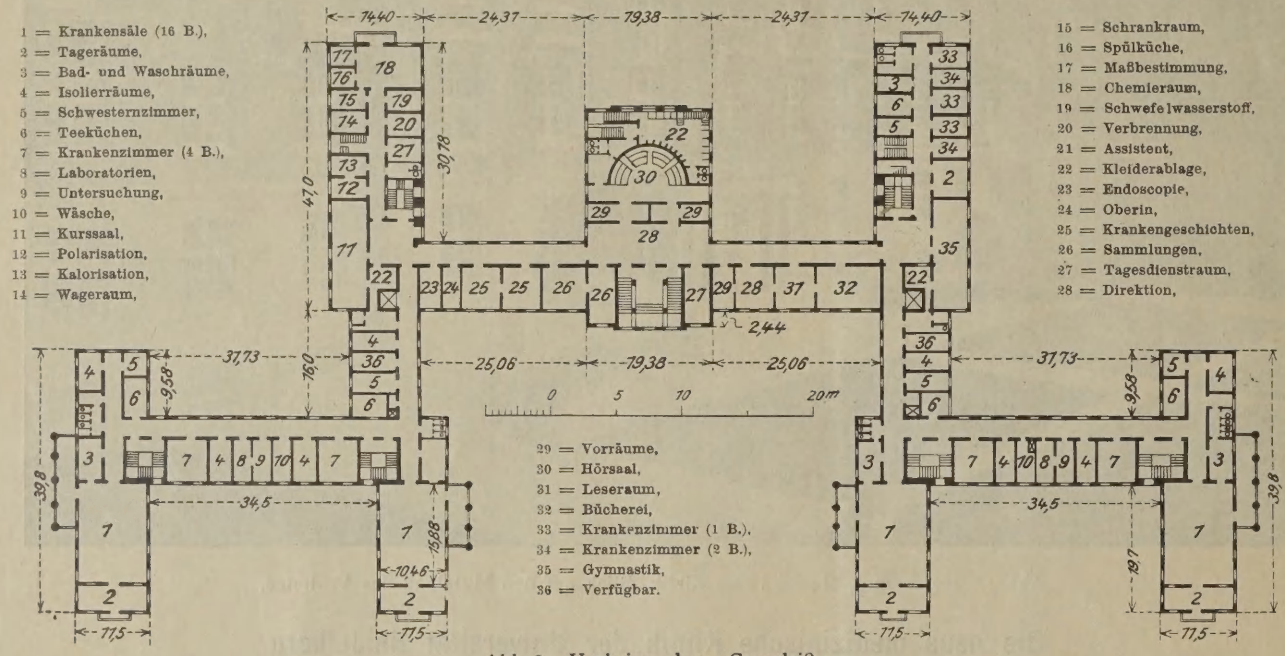


Abb. 3. Vorkriegsplan. Grundriß.

Die gesamte Anlage wurde gegenüber dem Plane von 1914 wesentlich vereinfacht und auf das Notwendigste zusammengedrängt, was einem übersichtlichen, einfachen Betriebe sehr zustatten kam. Denn derartig weiträumige Kliniken, wie es der erste Plan vorgesehen hatte, sind schwer zu überblicken und erfordern erheblichen Mehraufwand für Aufsicht, bauliche Unterhaltung, Organisation usw. Der Baukörper des verkleinerten Projektes baut sich über einem doppelten T so auf, daß alle Krankenräume gen Süden liegen oder in Flügeln untergebracht sind, die nach Süden ziehen und so die Sonne ungehindert durchlaufen lassen, während das Laboratorium durch alle Stockwerke durchgehend an der Westseite und der Hörsaal an der Ostseite beide gen Norden laufend angesetzt sind. (Tafel 1 u. 2 Abb. 1 bis 3.) Im Hörsaalflügel liegen im überhöhten Kellergeschoß die Räume für die Badetherapie, darüber in einem niederen Geschosse die Wohnungen der Assistenzärzte. Die Studenten gelangen in den Hörsaal über eine in der äußersten Nordostecke untergebrachte Treppe, ohne die Klinik betreten zu müssen.

Die allgemeinen Krankenabteilungen liegen in 3 Geschossen jeweils in den nach Süden vorspringenden Flügeln. Sie enthalten in den Kopfbauten je einen Saal für 16 Betten, einen Tageraum, eine gedeckte Veranda, den Bade- und Waschraum und die erforderlichen Nebenräume sowie eine Nebentreppe, die insbesondere bei Feuersgefahr eine rasche Entleerung des Hauses erleichtern soll. Die im Erdgeschoß liegenden Säle sind mit Rampen mit dem Garten verbunden, damit Kranke, denen das Treppensteigen schwer fällt, leichter in den Garten gelangen können.

Die Säle sind im Innern streng symmetrisch aufgeteilt und in farbiger Bemalung in klassischen Formen belebt. Die Wand zwischen Tageraum und Veranda einerseits und dem Saale andererseits ist vollständig in Fenster aufgelöst, um auch auf der bebauten Längsseite möglichst viel Licht und Sonne einströmen zu lassen und die Tageräume als Aufenthaltsräume in frischer Luft zu kennzeichnen. Im Bade- und Waschraum steht je eine feste und eine fahrbare Wanne, außerdem sind einige Waschbecken angebracht. Sämtliche Nebenräume sind in einer von 2 Seiten zur Durchlüftung freien Ecke zusammengelegt. Die reine Wäsche wird in Schränken aufbewahrt, die schmutzige in Schächten, und zwar für jedes Stockwerk in einem besonderen Schacht, abgeworfen. An dem freien Flur sind Teeküche, Schwesternzimmer, Untersuchungsraum, daneben Stationslaboratorien und mehrere Einzelzimmer von 2 bis 6 Betten angeschlossen.

Im Mittelbau liegen im Erdgeschoß (Tafeln 1 und 2, Abb. 1) die Ambulanzen mit den zugehörenden Warteräumen, sowie die Verwaltungsabteilung und das Speisezimmer der Aerzte. Im ersten Obergeschoß (Tafeln 1 und 2, Abb. 2) befindet sich die Direktion mit Bibliothek und Schrankzimmer für Krankengeschichten, der Tagesarzt und die Oberin sowie nach Norden der Kurssaal zur Abhaltung von Uebungen mit den Studierenden. Das zweite Obergeschoß (Tafeln 1 und 2, Abb. 3) enthält die Privatabteilung des Direktors der medizinischen Klinik mit allen erforderlichen Nebenräumen. Ihr ist eine kleinere Abteilung für kranke Studenten und Schwestern angegliedert.

Das gesamte Dachgeschoß ist zu Wohnräumen für das Personal ausgenützt, im Kellergeschoß liegt zentral das Kesselhaus, daneben die nachträglich eingebaute Küche mit Nebenräumen, symmetrisch dazu die Eßzimmer für Schwestern und Angestellte. Der Hörsaalflügel enthält die Räume für Kohlensäure, Licht- und sonstige Bäder u. dergl., der Laboratoriumsflügel Laboratorien mit schweren Apparaten und die Räume für Untersuchungen an Versuchstieren. Der Stall für die Versuchstiere ist außerhalb des Gebäudes in einem vorhandenen Schuppen untergebracht worden.

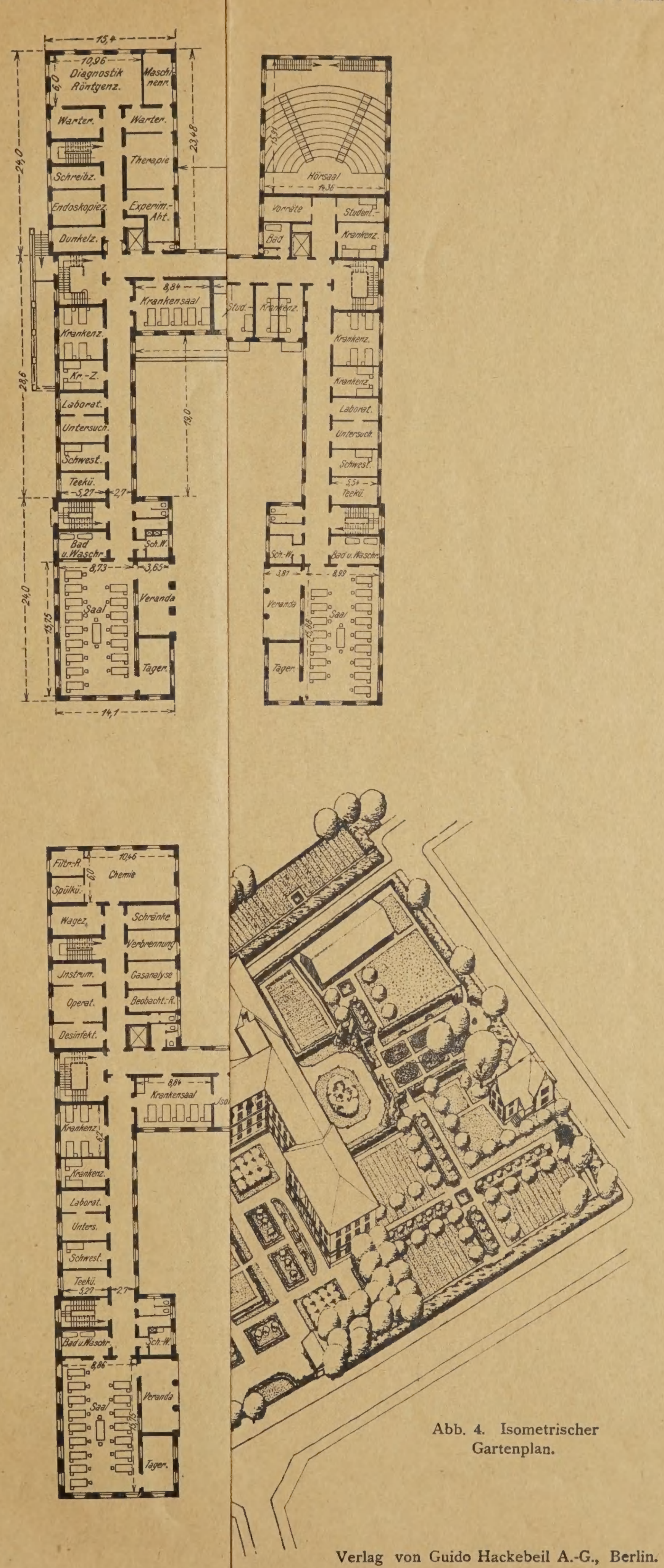


Abb. 4. Isometrischer Gartenplan.

Verlag von Guido Hackebeil A.-G., Berlin.

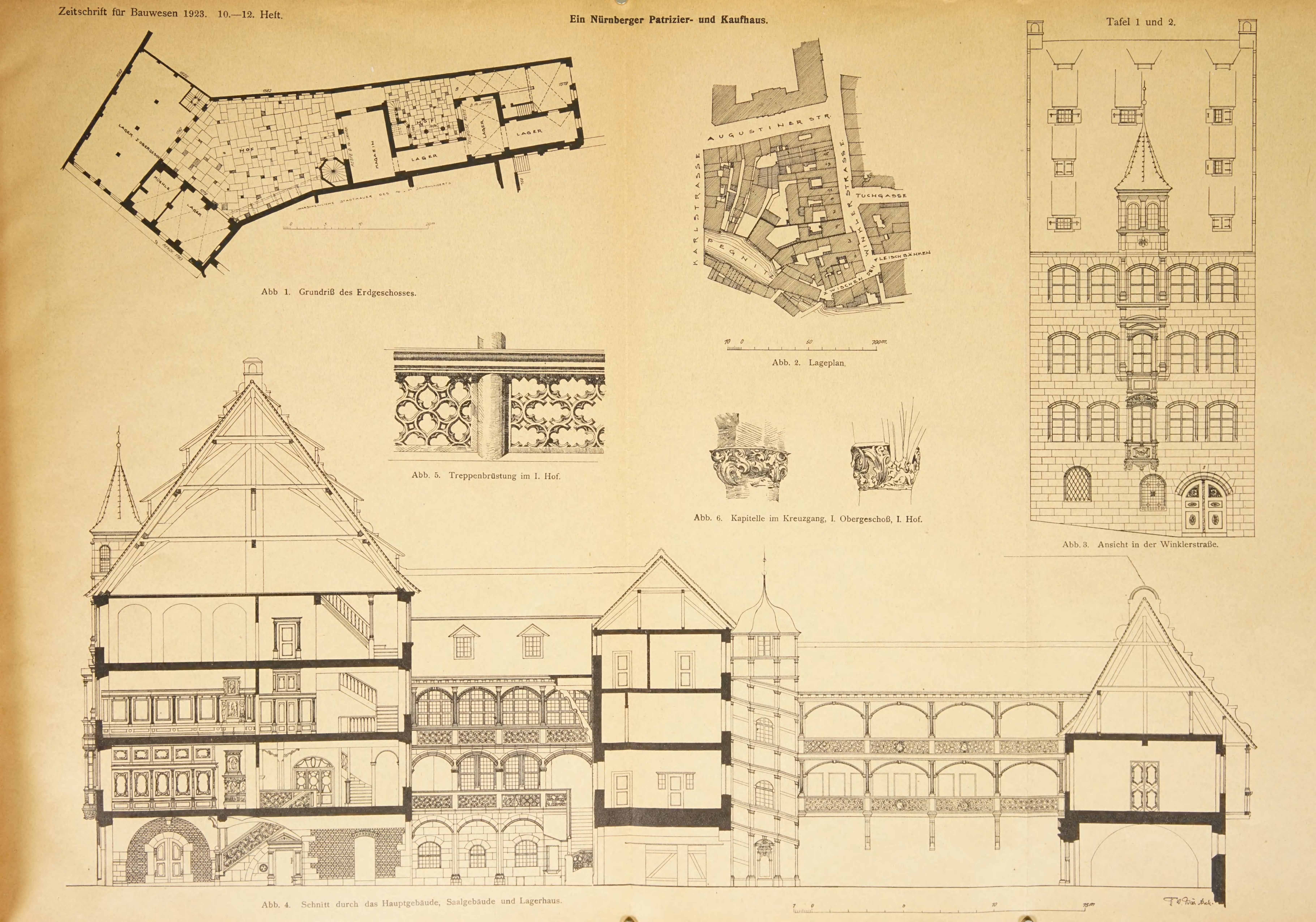


Abb. 1. Grundriß des Erdgeschosses.

Abb. 2. Lageplan.

Abb. 3. Ansicht in der Winklerstraße.

Abb. 4. Schnitt durch das Hauptgebäude, Saalgebäude und Lagerhaus.

Abb. 5. Treppenbrüstung im I. Hof.

Abb. 6. Kapitelle im Kreuzgang, I. Obergeschoß, I. Hof.

Abb. 4. Heidelberg, Medizinische Klinik, Nördlicher Vorhof.

Unter den Krankenflügeln sind Vorratsräume und die Sammelstationen für unreine Wäsche vorgesehen.

Die Haupttreppenhäuser liegen jeweils an den Stellen, wo die Seitenflügel vom Mittelbau abzweigen, weil hier der größte Verkehr zu erwarten ist. Sie gehen vom Keller bis zum Dach ungehindert der leichten Uebersichtlichkeit wegen durch. Im Mittelbau ist nur eine zur Privatabteilung und zur Direktion führende Nebentreppe eingebaut. Auf ein monumentales Haupttreppenhaus wurde verzichtet, da dieses nur unnötig Platz weggenommen hätte und wenig benutzt worden wäre, weil die natürlichen Verkehrsknoten in der Mitte der Seitenflügel liegen. Ebenda wurden die Aufzüge, auf jeder Seite einer, vorgesehen.

Von den beiden Haupttreppenhäusern sind schließlich die Sonnenbäder zugänglich, die von der Straße abgewendet in der Ecke zwischen den beiden Firsten des Daches des Mittelbaues und der Seitenflügel liegen. (Tafeln 1 und 2, Abb. 4).

Insgesamt sind 200 Krankenbetten und 100 Betten für Aerzte und Pflegepersonal bei normaler Belegung vorhanden. Ein erheblicher Teil der gesamten Räume entfällt auf die Pflege wissenschaftlicher Forschungen, die nach den verschiedensten Arbeits-

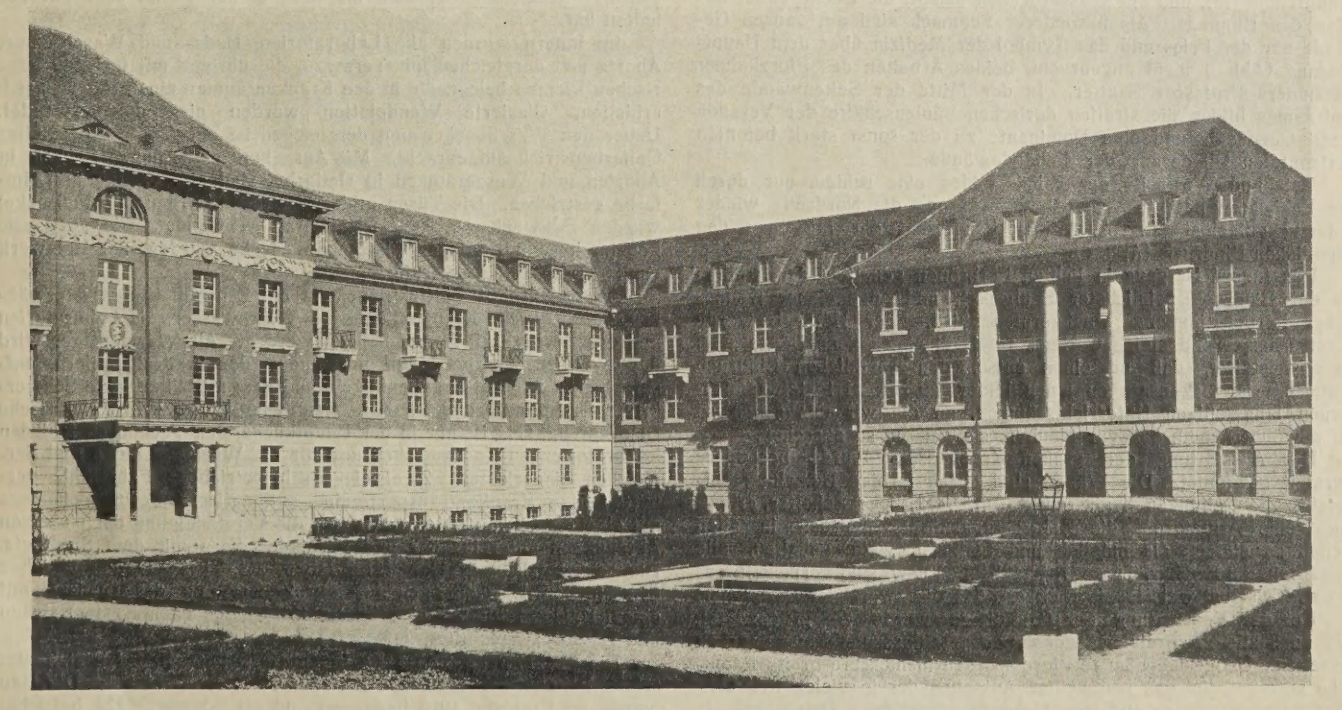


Abb. 5. Heidelberg, Medizinische Klinik, Vorhof mit Mittelbau und östlichem Seitenflügel.

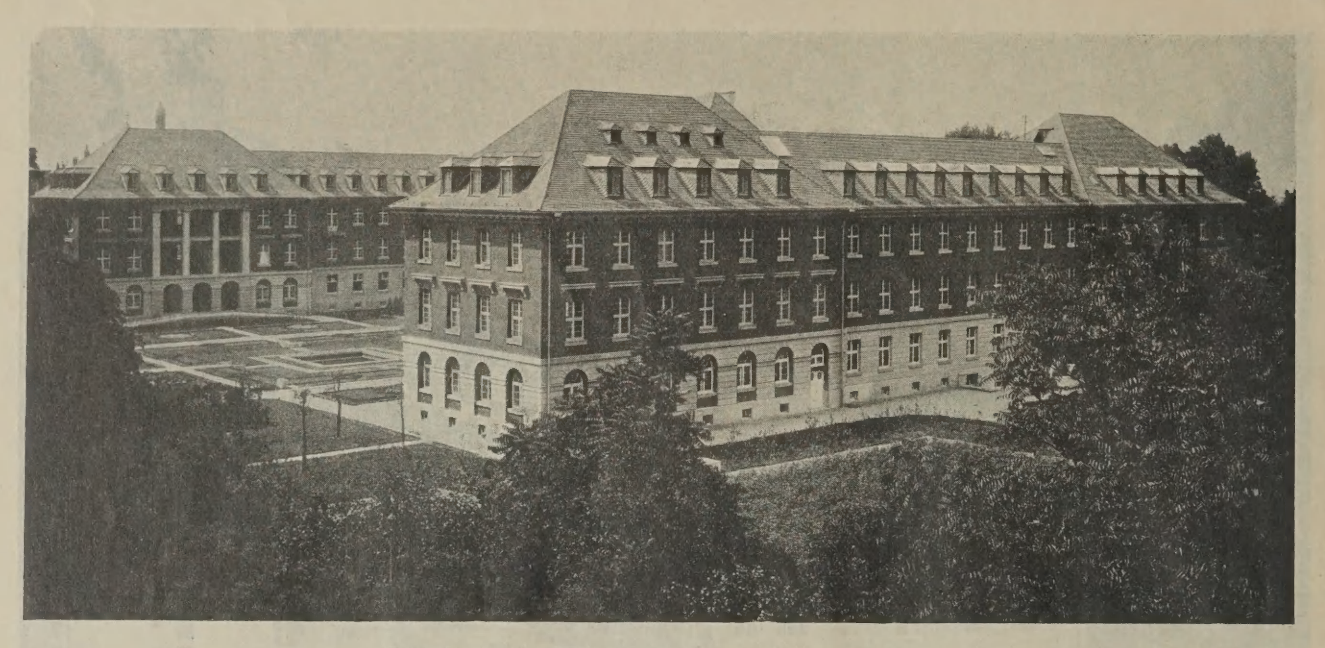


Abb. 6. Medizinische Klinik, Gesamtanlage von Osten.

methoden in engster Fühlung mit den Kranken, dem Studienmaterial der Aerzte, gepflegt werden sollen. Abb. 4 auf Tafel 1 u. 2 und Abb. 6 zeigen, wie das Gebäude in das Gelände gestellt ist und wie die Gartenflächen aufgeteilt wurden. Es sind großenteils nur Nutzgartenflächen vorgesehen, die von Spazierwegen eingesäumt werden. Eine aus der Kriegszeit vorhandene Baracke soll zur Aufnahme von Kranken bei Epidemien dienen. Ein vorhandenes Wohngebäude nimmt den Verwaltungsdirektor der Klinik auf. Die beiden am Haupteingang vorgesehenen Torhäuschen sollen gelegentlich für Gärtner und Pförtner noch errichtet werden. Auf der Vogelperspektive sind die Sonnenbäder gut zu erkennen.

Das Aeußere der Klinik (Abb. 1, 4 bis 6) wurde in einfachen klassischen Formen gehalten. Die Hauptwirkung beruht auf der harmonischen Verteilung und Gliederung der Baumassen. Sie wird gesteigert durch eine kräftige farbige Behandlung der Putzflächen, die in den Obergeschossen rötlich-gelb, im Erdgeschoß grau-gelb gehalten wurde.

Von der Straße her betritt man den Raum des Vorhofes (Abb. 1), in den die gedeckte Auffahrtshalle als kräftiger Baukörper bestimmt vortritt, um dem Eintretenden sofort auf den Haupteingang hinzulenken. Die Wände des Hofes werden zum Teil durch die Gebäudeflügel (Abb. 5 u. 6) und zum Teil durch Baumgruppen gebildet. Der Boden ist durch geometrische Figuren in geschnittenem Bux und ein Wasserbecken belebt, die Decke bildet das Blau des Himmels. Als besonderer Schmuck sind am ganzen Gebäude nur der Fries und das Symbol der Medizin über dem Haupteingang (Abb. 1 u. 5) angebracht, beides Arbeiten des Pforzheimer Bildhauers Professor Sautter. In der Mitte der Seitenwände des Hofraumes bilden die straffen dorischen Säulenschäfte der Veranda einen Gegensatz und eine Dominante zu der sonst stark betonten horizontalen Gliederung der Gebäudewände.

Ost- und Westseite der Klinik bilden eine ruhige, nur durch die Eckbauten betonte Wandfläche, während die Nordseite wieder hofartig aufgelöst ist. Auch hier beherrscht der Mittelbau den räumlichen Eindruck (Abb. 6).

Das Innere ist ganz in lichten Farbtönen gehalten, damit überall der Eindruck peinlichster Sauberkeit und angenehmer freundlicher Farbenstimmung wachgerufen wird. Der Hörsaal wurde durch Pilaster und einige Gesimse sowie eine gezogene Decke auch so ausgestattet, daß er einen entschieden räumlichen Eindruck hinterläßt im Gegensatz zu jenen leider zu oft errichteten nüchternen langweiligen Unterrichtsräumen, an die wir uns schon so oft gewöhnt haben, daß wir glauben, sie müßten so aussehen.

Der Ausstattung der großen Krankensäle wurde besondere Sorgfalt gewidmet. Die Wände sind durch farbige Bemalung aufgeteilt, alle Leitungen liegen unter Putz, sämtliche Schalter erhielten weiße Armaturen, die Beleuchtungskörper wurden in allen Teilen so einfach als möglich und tunlichst weiß gehalten, alle Metallteile an Fenster, Türen, Ausgußbecken usw. sind vernickelt, das Holzwerk selbst weiß lackiert, ebenso das Eisenwerk der Bettstellen.

Bei der Bearbeitung der Grundrisse wurde darauf geachtet, daß auch alle Flure einen angenehmen geschlossenen Raumeindruck erhielten. Uebermäßig lange Flure wurden in mehrere breite Raumteile getrennt, um das langweilige Aussehen der in vielen Krankenhäusern vorhandenen endlosen Flure zu vermeiden. Dabei sind die Flurteile der Seitenflügel jeweils gegen den Mittelbau und die Treppenhäuser durch Glasabschlüsse abgetrennt. Zur leichteren Orientierung erhielten sämtliche Krankenstationen Namen von berühmten Medizinern. Wer einen Kranken besuchen will, wird dann nicht nach Zimmer Nr. 274 z. B. geschickt, sondern er geht auf die Abteilung Kußmaul in den Krankensaal oder in das Einzelzimmer Nr. 2 oder 3. Diese Bezeichnung hat sowohl beim Publikum als innerhalb der Anstalt großen Anklang gefunden und die Uebersichtlichkeit und das rasche Auffinden der Kranken sehr erleichtert.

Die Zeitverhältnisse geboten eine in allen Teilen sparsame Ausstattung. Dabei mußte mancher Wunsch schon deshalb unerfüllt bleiben, weil viele Baustoffe nicht zu beschaffen waren.

Die Erstellung des ganzen Kellergeschosses in Stampfbeton trug zu einem raschen Fortschreiten des Baues bei, weil Kies und Sand in der Nähe überall gefunden werden und der Zement in Leimen ebenfalls nur wenige Kilometer von der Baustelle entfernt hergestellt wird. Die Bauweise hat sich durchaus bewährt. Bei Erstellung der Geschoßmauern mußte zugunsten der Siedlungsbautätigkeit an Backsteinen tunlichst gespart werden. Es wurden deshalb alle mehr als 50 cm starken Mauern in gemischtem Mauerwerk so hergestellt, daß auf jeden Meter Mauerhöhe etwa zweimal zwei bis drei Schichten Backsteine kamen, während der Rest in Bruchstein gemauert wurde. Die Außenseiten wurden im Sockel- und Kellergeschoß mit Versatzbeton und in den oberen Stockwerken mit Felsit-Porphyr verkleidet, der sich bis jetzt in der Farbe sehr gut gehalten hat.

Im Innern wurden alle Laboratorien, Bade- und Waschräume, Aborte und dergleichen mit Terrazzo, die übrigen mit forlenen bayrischen Riemen belegt, die in den Krankenräumen einen Lackanstrich erhielten. Glasierte Wandplatten wurden nirgends verwendet. Ueber den Waschbecken und dergleichen ist ein guter gespachtelter Oelfarbenstrich aufgebracht. Mit Ausnahme eines hohen Sockels in Aborten und Waschräumen in Oelfarbe, sind alle Wände in Leimfarbe gestrichen. Die Türen erhielten eiserne Zargen; als Fußsockel wurden Schwenksche Kunststeinplatten verwendet, wie auch alle Fenstersimse mit solchen Platten abgedeckt wurden, um Holzwerk nach Möglichkeit zu vermeiden.

An technischen Einrichtungen ist die Zentralheizung zu erwähnen, durch die die Krankenflügel mit Warmwasser, die Laboratorien und der Hörsaal mit Dampf beheizt werden. Als Wärmeträger wird durchweg Niederdruckdampf verwendet, der in drei Boilern, entsprechend den zwei Krankenflügeln und dem Mittelbau, eine Schwerkraftwarmwasserheizung speist. Sämtliche Räume haben elektrische Beleuchtung, Gas ist nur in der Hauptküche, den Teeküchen und den Laboratorien zu Kochzwecken und für die Wärmeschränke und dergleichen eingerichtet. Zwei elektrisch betriebene Fahrstühle vermitteln den Krankentransport, eine automatische Fernsprechanlage mit eigenem Linienwähler erleichtert die Verständigung der einzelnen Abteilungen untereinander und verbindet diese mit dem Stadtnetz. Die Küche wird mit Dampf betrieben, sie ist außer den üblichen maschinellen Einrichtungen für die Zubereitung der Speisen mit einem Kühlschrank mit eingebauter Kühlanlage nach System Braun und Boveri ausgestattet.

Die Gesamtbaukosten ohne Innen-Einrichtung belaufen sich einschließlich aller Nebenanlagen auf rund 30 Millionen Mark. Der Bau wurde im Frühjahr 1919 begonnen und im Sommer 1922 betriebsfähig fertiggestellt und in Benützung genommen.

Die beiden Kirchen zu Jerichow in der Altmark und die Einführung des Backsteinbaus in der Mark.

Von Architekt **P. Eichholz**, Berlin.

Soviel auch über die Einführung des Backsteinbaus nach der Mark schon geschrieben worden ist[1]), erscheint die Frage noch immer ungelöst. Hier soll keineswegs von der unter verschiedenen Einflüssen erfolgten Entwicklung des Backsteinbaus die Rede sein, sondern lediglich von seiner e r s t e n E i n f ü h r u n g bei uns. Naturgemäß können dafür nur seine allerersten Vertreter in diesem Gebiete in Betracht kommen.

Neuerdings ist die Ansicht geäußert worden, daß der Brandenburger Dom noch beträchtliche Teile aus der Zeit der ersten Gründung des Bistums (i. J. 948) enthielte. Wenn es nicht Hasak wäre, der diese Behauptung aufstellt, so könnte ein Kenner des Brandenburger Domes stillschweigend darüber hinweggehen. Doch Hasak ist ein Fachmann, der sich überdies gern auf Urkunden beruft. Freilich ist in unserem Falle Hasaks Auslegung der Urkunden geeignet, diese um ihr gutes Ansehen als kunstwissenschaftliche Quelle zu bringen, denn er liest mancherlei Dinge heraus, die nicht darin stehen. Die Urkunden sagen nicht, daß Otto der Große 948 in Brandenburg einen Backsteinbau errichtet hätte. Auch nicht, daß die 1165 noch erhaltenen Reste zu dem damals errichteten Bau wieder benützt worden wären. Auch nicht, daß überhaupt der Dom des 12. Jahrhunderts genau auf der Stelle des Ottonischen errichtet worden wäre. Es wäre durchaus möglich, daß ausnahmsweise in diesem Falle aus bestimmten Gründen der alte Platz aufgegeben worden wäre und man z. B. den Dom weiter südwärts verschoben hätte, um zwischen ihm und der Havel mehr Raum für die Anlage des Kreuzgangs und der Stiftsgebäude zu gewinnen. Ganz im Gegenteil steht teils in den Urkunden, teils in der Chronik des gleichzeitigen Heinrich von Antwerpen (siehe die Zusammenstellung in Zeitschr. für Gesch. der Arch. 1913 (203 f), daß bei der Neugründung des Bistums die Kanoniker zunächst (1161) bei St. Gotthardt untergebracht wurden, dann (1165) in feierlicher Prozession nach der neuen Kathedrale auf der Insel übersiedelten, nachdem ein Fundament von 24 Fuß gelegt worden. Die hier eingestreute Bemerkung bezüglich des Fundaments ist ganz allgemein geäußert und kein Wort deutet darauf, daß sie auf einen Teil der Kirche besonders zu beziehen sei, wie Hasak annimmt.

Da uns aber die Urkunden in so manchen Punkten unserer Wißbegier im Stiche lassen, ziehen wir doch selbst nach Brandenburg, wo der Dom noch vor unseren Augen steht. Denn oft reden die Bauten, wo die Urkunden schweigen. Die Art wie uns Hasak die beträchtlichen Reste seines Ottonischen Baus vorführt, ist wissenschaftlich unzulänglich. Der Südkreuzarm, auf welchen er u. a. den Leser hinweist, zeigt Reste aus drei verschiedenen Zeiten. (Abb. 1.) Versucht man diese Mauerwerksteile zu unterscheiden und ihre Abgrenzungen gegeneinander festzulegen, so empfiehlt es sich zunächst, alle Ausbesserungen neuester Zeit auszuscheiden. Dieser Kreuzarm, der um 1830 eingestürzt war, mußte größtenteils von Grund aus neu aufgeführt werden. Neu wurden namentlich große Teile der Süd- und Westwand. Stehen blieben vom alten Kreuzflügel die Südostecke und die Ostwand. An der südlichen Giebelwand verläuft die Grenze zwischen altem und neuem Mauerwerk etwa von der Mitte der Fußlinie hinauf nach der östlichen Traufkante. Im unteren Teile der Stirnseite legte man damals ein Rundfenster an, dessen umrahmende Kreiswölbung neu ist. Von ihm aus geht die Materialgrenze wagerecht ostwärts bis zur Ecke. Die darunter befindlichen neuen Steine können nur vorgeblendet sein, da über dieser Grenze altes Mauerwerk steht. Es ist gekennzeichnet durch seine dunkle Färbung und sein Format von 25 × 13 — 14 × 7 cm. Seine Westgrenze steigt mitten über dem Rundfenster zunächst senkrecht auf und nähert sich dem großen Spitzbogenfenster der Wiederherstellungszeit. An dessen rechter unterer Ecke schräg vorbeistreifend fällt sie in weiteren Verlauf mit der senkrechten Kante des östlichen der beiden einstigen romanischen Rundbogenfenster zusammen, die bei der Wiederherstellung um 1830 hier noch nachgewiesen werden konnten. Ein wenig unterhalb des Kämpfers des großen Spitzbogenfensters endigt der alte Mauerteil (sieh a in Abb. 1) in wagerechter Abgrenzung. Rechts an diesem Fenster zieht sich bis zu seinem Kämpfer eine Strecke eines etwas helleren aber doch nicht neuzeitlichen Mauerwerks hinauf und weiter rechts hin bis zur Traufhöhe, wo es wagerecht endigt und mit dem neuzeitlichen Material überbaut ist. Wir wollen dieses Mauerwerk mit c bezeichnen. Das an der Stirnseite nachgewiesene Mauerwerk a greift mit der Ecklisene um dessen Kante herum auf die Ostseite und weist auch hier die dafür bezeichnende Lisene und Rundbogenfensterspuren auf.

Das neuzeitliche Mauerwerk d, das mehr als die Hälfte der Stirnseite des Südkreuzes einnimmt, reicht auch um dessen Westkante herum noch bis zum Anlauf des südlichen Seitenschiffs, und zwar genauer gesprochen bis zur Innenkante von dessen Außenmauer. Hier steigt seine Grenze in gerader Linie hoch. Die nördlich hiervon über dem Seitenschiff erhalten gebliebenen verschiedenen Mauerarten sind folgende: Zunächst das von unten aufsteigende Mauerwerk a, das nur mit zwei kleinen Resten über dem Seitenschiffdach zum Vorschein kommt. Dazu gehört das kurze Lisenenstück in der einspringenden Ecke zwischen Quer- und Langhaus. Darüber folgt eine größere Strecke mit einer Spitzbogenblende, die als Schildbogen mit profilierter Kante angelegt ist und die Absicht kund tut, nach Vollendung der Ostteile in frühgotischer Zeit das Seitenschiff um ein bedeutendes zu erhöhen. (Sieh Invent. Bd. Brandenburg. S. 249.) Die Backsteine dieses Mauerwerks b haben das Maß 28 × 14 × 8 cm. Dicht über dem Scheitel des Schildbogens beginnt ein Mauerwerk, an welchem über einigen glatten Schichten ein großes Rautenmuster aus Köpfen gesinterter Steine gebildet und damit als spätgotisch bezeichnet ist. Es entspricht der Gattung c an der Stirnseite des Kreuzarmes.

Am Nordkreuzarm finden wir im wesentlichen zwei verschiedene Mauergattungen übereinander. Von ihnen nimmt die dunkle a mit vermauerten Rundbogenfenstern und Lisenenresten auch hier das untere Gebiet ein. Die Ecklisene im Nordwesten ist sogar von unten herauf deutlich zu verfolgen. Sie schließt mit dem Mauerwerk a etwa in gleicher Höhe ab wie am Südkreuzarm. Dieses greift auch noch ein Stück um die Nordwestecke herum bis nahe an das Nordfenster. Ebenso finden wir es auf der Ostseite über dem Sakristeidache wieder. Ueber ihm erscheint auf allen drei Seiten des Nordkreuzflügels das spätgotische Mauerwerk (c) mit dem Rautenmuster. Zu ihm gehört auch das große Nordfenster und der Nordgiebel. Ueber seine genaue Entstehungszeit sind wir verhältnismäßig gut unterrichtet. Es gehört der Zeit gegen 1370 an (sieh Invent. Bd. Brandenburg, S. 259). Bis zu dieser Zeit waren die romanischen Fenster noch in Gebrauch und wurden erst damals mit dem Mauerwerk c geschlossen. Von geringem Belang ist ein Rest des Mauerwerks b in der rechten Hälfte der nördlichen Stirnseite, der also der gleichen frühgotischen Zeit angehört wie der Schildbogen an der Westseite des Südkreuzarmes.

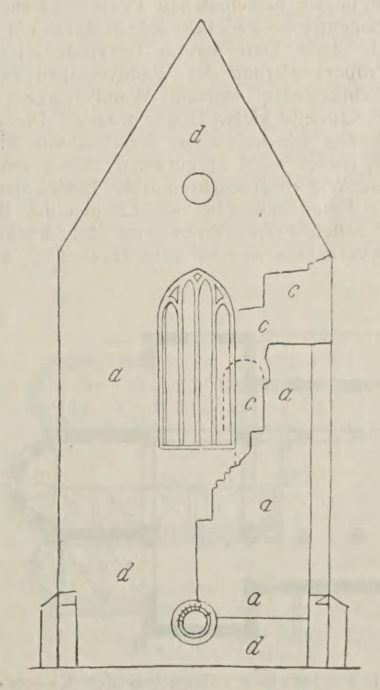


Abb. 1. Brandenburg, Dom.
Schematische Skizze des Südkreuzgiebels.

[1]) K. Schäfer: Wanderungen in der Mark Brandenburg, Zentralblatt der Bauverwaltung. 1884. S. 150, 161, 172 und 235. F. Adler: Die Klosterkirche von Jerichow, Zentralblatt der Bauverwaltung. 1884. S. 443. K. Schäfer: Die Zeitstellung der Klosterkirche zu Jerichow, Zentralblatt der Bauverwaltung. 1884. S. 516 und 530. F. Adler im „Zweiten Nachtrag" seines großen Werkes über „Die Backsteinbauten des Preußischen Staats". S. 119 ff. Eine Zusammenstellung der obigen Abhandlungen findet sich in „Von Deutscher Kunst, gesammelte Aufsätze und nachgelassene Schriften von Karl Schäfer". Zeitschrift für Bauwesen, Heft 10—12, 1922. Streitfrage zwischen Hasak, Stiehl und Kothe.

Die gleichen Unterschiede wie bisher kann man auch an beiden Langseiten des Chors feststellen. Auch selbst am Chorschluß finden wir Reste von Lisenen auf den runden Mauerflächen der alten Apsis in den Ecken neben den späteren Strebepfeilern. Nach alledem kann bei der Frage nach den ältesten Resten des Brandenburger Domes nur das Mauerwerk a mit den Rundbogenfenstern und Lisenen in Betracht kommen, und es würde sich nur fragen, welcher Zeit dieses angehört, ob der ersten Gründung des Domes um 950 oder der Bauunternehmung des Bischof Wilmar um 1165.

Von den beiden genannten Formenelementen sind die Rundbogenfenster zu wenig bezeichnend für die weitere Untersuchung. Es bleiben dafür nur die Lisenen übrig und geben uns Veranlassung, uns eingehend mit ihnen zu beschäftigen. Sie waren höchstwahrscheinlich durch Rundbogenfriese untereinander verbunden. Leider hat sich am Bau davon nirgends ein Rest erhalten. Doch genügen auch die Lisenen allein für unsere Zwecke. Wir konnten bemerken, daß Querschiff und Chor samt der Apside ein vollständiges System von breiten Eck- und schmalen Zwischenlisenen aufweisen, und zwar treten letztere, wie natürlich, nur an den Langseiten der Kreuzarme und des Chors auf. Zunächst ist darauf hinzuweisen, daß auch das Langhaus des Domes, das ja selbst Hasak in die Zeit von etwa 1165 verlegt, an den Obermauern seiner nördlichen Schauseite in ganz entsprechender Weise eine Gliederung durch Lisenen aufweist. Anderseits muß es auffallen, daß sich am Havelberger Dom keine Spur einer Lisene zeigt. Für ihn könnte man aus diesem Grunde viel eher eine Entstehung um 950 annehmen als für den Brandenburger Dom. Weitere Beispiele ohne Lisenen würden sich für diese Zeit von 950 etwa noch in größerer Anzahl aufzählen lassen. Ich begnüge mich indessen, auf das Beispiel von St. Michael in Hildesheim hinzuweisen. Wenn ein in Anlage und Kunstformen so auf der Höhe der Zeit stehender Bau um das Jahr 1010 einer Mauergliederung durch Lisenen noch vollständig entbehrt, so dürfen wir annehmen, daß sie an einem so vorgeschobenen Posten wie Brandenburg ein halbes Jahrhundert früher sicher ebenfalls gefehlt haben. Es ist überhaupt zu bedenken, daß man hier im Ansiedlungsgebiete sicher nicht auf Neuheit der Kunstformen Wert legte, sondern nur mit den im Westen schon allgemein üblichen Formen gearbeitet haben wird.

Sehen wir uns deshalb um, was an architektonischen Schmuckmotiven am Aeußeren der Kirchenbauten in Norddeutschland in der Zeit v o r 950 in Gebrauch war. In ältester Zeit verwendete man zur Belebung der Außenmauern die aus der Antike überlieferten Pilaster als Träger eines geraden Gebälks. Dann als Stützen von größeren Blendbögen. Beide Motive konnten bei den stetig wachsenden Höhenverhältnissen an den großen Monumentalbauten nicht mehr durchgehend vom Boden bis zum Hauptgesims, sondern nur etagenweise angewendet werden, wenn der Maßstab nicht unerträglich werden sollte. Die nächste Aufgabe war, den zur Bereicherung der Flächen erwünschten Bogenfries mit den senkrechten Gliederungselementen zu verbinden. Man kam lange Zeit von dem altgewohnten Pilaster nicht los und machte ihn zunächst zum unmittelbaren Träger des Bogenfrieses (Westbau des Trierer Doms 1016/47). Erst am Westbau von St. Pantaleon in Köln (980 †) finden wir neben dem noch immer beibehaltenen Pilaster Lisenenstreifen, aus denen sich der Bogenfries entwickelt, jedoch durch ein Halsglied von ihnen abgetrennt. Zwar hatte man in Gernrode schon um 961 die antikisierende Proportionierung der Wandvorlagen aufgegeben und überschlanke, dichtgestellte schmale Wandvorlagen gebildet, die mittels einfacher Kapitelle kleine Bögen tragen. Die ersten eigentlichen Lisenen finden wir außen am Westbau von St. Salvator in Essen (974/1001), jedoch noch in geringen Höhen mit sehr großen Bögen verbunden. Wie vorgeschritten in der Entwicklung zeigen sich aber auch selbst diesen gegenüber die Lisenen des Brandenburger Domes in ihrer reifen Form, ihren von der Antike ganz freien schlanken Höhenverhältnissen und dem regelmäßig durchgeführten System ihrer Anwendung als breite Eck- und schmale Zwischenlisenen.

Als Ergebnis unserer Umschau stellt sich heraus, daß Lisenen derart, wie sie der Brandenburger Dom zeigt, nämlich flach vortretende überschlanke Mauerstreifen ohne Basis und Kapitell in Norddeutschland bis Mitte des 10. Jahrhunderts überhaupt nicht vorkommen. Wenn man im 10. Jahrhundert an den Kunstzentren für architektonisches Schaffen, wie Köln, Trier und Hildesheim, von einem derartigen Gebrauch der Lisenen noch nichts wußte, so sind sie u m 950 f ü r B r a n d e n b u r g vollständig ausgeschlossen und mit voller Sicherheit erwiesen, daß der vorhandene, damit ausgestattete Dom, nicht von der ersten Gründung unter Otto dem Großen, sondern von der Bautätigkeit des Bischof Wilmar im 12. Jahrhundert herrührt. Dadurch ist für mich die neuerdings begonnene Streitfrage bezüglich des Brandenburger Domes erledigt. Im Folgenden soll daher die nach Ansicht der älteren Forscher als erster Vertreter geltende Klosterkirche zu Jerichow näher untersucht werden.

Die Klosterkirche zu Jerichow.

Nach den mancherlei Veröffentlichungen über die Klosterkirche von Jerichow erübrigt sich eine umfassende Beschreibung des Bauwerks an dieser Stelle.[1] Die Untersuchungen einiger besonders wichtiger Bauteile, das Forschen nach Zeit und Art ihrer Entstehung, sowie die Fragen, welche davon unzertrennlich sind, treten in den Vordergrund und gestatten eine Einschränkung auf die Ostteile der Kirche.

Erinnern wir uns zunächst, daß die aus Backsteinen errichtete Klosterkirche in ihrer jetzigen Erscheinung eine flachgedeckte kreuzförmige Basilika mit Nebenchören, drei Apsiden, einer Krypta und zwei westlichen Türmen ist (Abb. 2 u. 3).

Um die Kirche auf ihre Entstehungszeit prüfen zu können, wollen wir ihre Baugeschichte rückläufig verfolgen und, alle nachträglichen Teile ausscheidend, ihre ursprüngliche Gestaltung herzustellen suchen. Von vornherein sind Teile des nördlichen Seitenschiffs und im Innern des südlichen Nebenchors aus gotischer Zeit, sowie die Orgelempore und die Brüstung des Hochchors als Werke einer Wiederherstellung in neuester Zeit für die Betrachtung auszuschalten. Im übrigen war die Kirche von An- und Umbauten sowie eingreifenden Aenderungen verschont geblieben. Wenigstens haben solche den Kern des Bauwerks nicht in dem Grade angegriffen, daß sie als Hindernis für die baugeschichtliche Untersuchung beklagt werden müßten.

[1] Man findet Beschreibungen, sowie Aufnahmen in dem großen Werke über den Backsteinbau von Adler und in dem von Wernicke bearbeiteten Inventar der beiden Kreise Jerichow.

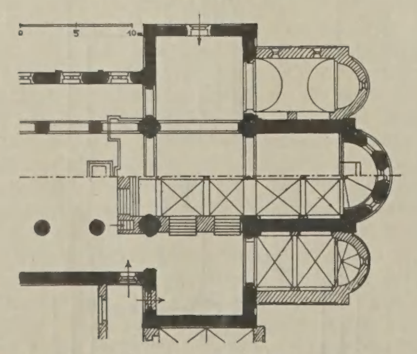


Abb. 2. Jerichow, Grundriß der Klosterkirche (nach Adler).

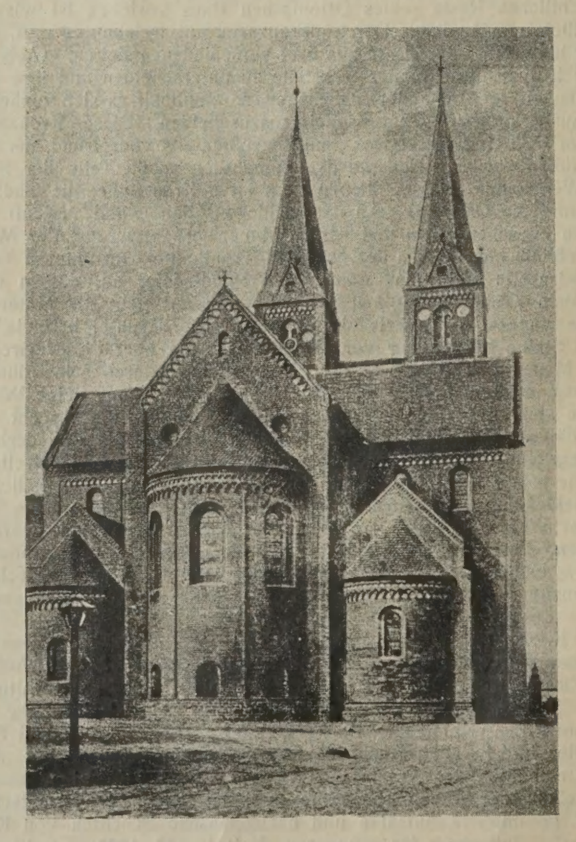


Abb. 3. Jerichow, Klosterkirche von Osten.



Abb. 4. Jerichow, Klosterkirche.
Portal an der Nordseite des Langhauses.



Abb. 5. Jerichow, Klosterkirche.
Portal am Nordkreuzarm.

Nähern wir uns der Zeit des Werdens der Kirche, so finden wir, daß ihr äußerster Westteil mit dem Turmpaar, von einer leicht erkennbaren Grenze an, schon dem ersten Drittel des 13. Jahrhunderts angehört.

Die um 1150 erbaute Klosterkirche aus Backstein mit Bruchsteinsockel bestand meines Erachtens in einer kreuzförmigen Basilika mit der noch bestehenden Hauptapsis am Chorquadrat. An die annähernd quadratischen Kreuzarme[2]) schlossen sich wie an der Klosterkirche in Leitzkau ostwärts unmittelbar zwei Apsiden an. Das Mittelschiff hatte die Länge von nur zwei ein wenig gestreckten Quadraten; es war, wie das Querschiff und das Chorquadrat, in Holz gerade gedeckt und schloß im Westen mit einem Giebel ohne begleitende Türme ab, vermutlich mit einer annähernd quadratischen Vorhalle vor dem Mittelschiff mit Westportal. So war also die Erscheinung der Kirche, als im Jahre 1172 Erzbischof Wichmann von Magdeburg seine Urkunde über die Schenkung des Klosters ausstellte und von der Kirche mit Kloster äußerte, sie seien errichtet, „wie aus dem Werke selbst erhellt". (Riedel III, 336.) Daß dieser Abschluß bei der Erbauung der Kirche als ein vorläufiger gedacht worden wäre, läßt sich aus den Anzeichen am Bau nicht herleiten. Diese Auffassung wird unterstützt durch den verhältnismäßig langen Zeitraum, der verfloß, bis man an eine Verlängerung der Kirche dachte. Für den Gedanken an einen endgültigen Abschluß sprechen folgende Tatsachen. Die beiden rechteckigen Arkadenpfeiler, die das Ende der ursprünglichen Kirche bestimmen, zeigen an ihren Innenseiten als rauhe Flächen noch die Abbruchspuren der damaligen massiven Westmauer. Das Kämpferprofil, das sie in ihrem Ostteil umzieht, ist bei Beginn der rauhen Abbruchspur gerade abgeschnitten und kennzeichnet diesen Pfeilerteil als eine die Arkadenreihe abschließende Mauervorlage.

Außen schloß man die Sargmauern des Schiffs im Westen durch breite Lisenen ab, die unzweifelhaft als endgültiger westlicher Abschluß gedacht waren, da diese Mauern im übrigen auf ihrer ganzen Länge ohne jede Lisenengliederung verblieben sind und diese Westlisenen erst am Ostende der Mauer, wo sie an das Querschiff stoßen, ihr Gegenstück finden. Auch unten an den Seitenschiffen, wo die Backsteinfläche in jedem Joche durch eine schmale Zwischenlisene gegliedert ist, erscheinen an den entsprechenden Stellen im Westen das Ende der Längsmauer sehr entschieden bezeichnende, etwa 3 mal so breite Endlisenen. Ihre westlichen Kanten fluchteten genau mit den ehemaligen Westecken des Bruchsteinsockels.

Die Anwendung des Bruchsteins (Sandstein von Ploetzky) geschah bereits ganz in dem Sinne, wie bei den späteren märkischen Dorfkirchen gemischten Materials die Benutzung der gerade vorhandenen Feldsteine, nämlich in erster Linie für Fundament und Sockel. Die Kanten des letzteren sind hammerrecht bearbeitet. Beim Bau der Klosterkirche von Jerichow galt der Bruchstein wohl als kernfest, aber nicht als so edel wie der Backstein, welcher vom Sockel an ausnahmslos für das Mauerwerk benutzt wurde. Für die äußere Erscheinung schneidet der Bruchstein überall mit dem Sockel ab.

Man kann auf Grund eines solchen Befundes eine Baugeschichte der Kirche nicht aufstellen, bei der dieser Bruchsteinsockel als „Rest" einer Bruchsteinkirche angesehen und diese als der erste Bau von ca. 1150 betrachtet wird, wie Wernicke und Kothe tun.[3])

Der hervorragendste Darsteller der kirchlichen Baukunst des Mittelalters Dehio, der, wie er selbst gesteht, bei seinem Urteil über die Märkischen Bauten auf die Angaben anderer angewiesen war, mußte sich in diesem Falle leider auf Kothes Auffassung stützen. So kam es, daß dessen falsche Zeitangaben in das Handbuch der deutschen Kunstdenkmäler übergingen, ja daß Dehio sich noch in seiner 1919 erschienenen „Geschichte der deutschen Kunst", S. 284, in bezug auf unsere Kirche äußerte: „Der Gründungsbau von 1144 zeigt in seinen Resten Bruchsteinmauerwerk. Der um 1200 begonnene Umbau, eine vornehm-schlichte Säulenbasilika, ist in der Technik (des Backsteinbaus) vollendet."

Demgegenüber ist notwendig festzustellen, daß an unserm Bauwerke von einem Umbau aus einer Bruchsteinkirche zu einer Backsteinkirche nichts, gar nichts zu sehen oder zu spüren ist.

Wenn Kothe von zwei nachträglich eingebrochenen Portalen an der Nordseite der Kirche spricht[4]), so irrt er damit. Das Portal etwa in der Mitte des nördlichen Seitenschiffes (Abb. 4) zeigt keine Spur eines nachträglichen Einbruchs. Die Abstufungen seines Gewändes werden durchaus regelmäßig vom Bruchsteinsockel der Kirche umzogen bzw. vorgebildet und darüber wie die Mauern in Backstein fortgesetzt. Die viereckige umrahmende Verstärkung des Portals verschmilzt mit ihrer Westkante mit der hier ebenfalls vom Sockel aufsteigenden Lisene.

Wie sich demgegenüber ein nachträglich eingebrochenes Portal ausnimmt, zeigt uns das in der Achse des nördlichen Kreuzarmes (Abb. 5), das erst nach der Hinzufügung des benachbarten Nebenchors erwünscht schien. Der vorher hier gerade durchgeführt gewesene Bruchsteinsockel mußte weggebrochen werden und man stellte die Portalgewände von unten an in Backstein und dementsprechender Profilierung her. Die aus der Sockelfläche entwickelte umrahmende Verstärkung ist rund um den Türbogen herumgeführt und fängt im Scheitel die unten weggefallene Mittellisene ab. Diese Verstärkung ist am Bogen in der Breite einer Steinlänge herumgeführt. In der gleichen Breite scheint sie zunächst auch an den senkrechten Strecken vom Sockel bis Kämpfer angelegt gewesen zu sein, wurde aber des besseren Aussehens wegen anscheinend noch während der Arbeit auf die doppelte Breite gebracht, die jedoch mit dem Kämpferprofil endigt. Die Arbeit ist mit großer Sorgfalt durchgeführt und verrät die spätere Entstehung kaum durch irgendwelche

---

[2]) Wernicke irrt, wenn er in seinem Grundriß den südlichen Kreuzarm viel kürzer zeichnet als den nördlichen. Beide messen i. L. 7,75 m.

[3]) Dieser zuletzt noch in Jahrgang 1922 dieser Zeitschrift. S. 265.

[4]) Z. G. A. 1909, S. 216.



Abb. 6. Jerichow, Klosterkirche. Inneres der Krypta gegen Osten.

technische Mängel, eher durch stilistische Unterschiede, wie denn der Kämpfer durch ein mit dem des Westportals übereinstimmendes Profil bezeichnet ist, während das Portal am nördlichen Seitenschiff eines Kämpfergesimses entbehrt.

Das wichtigste bei alledem ist indessen, daß beide Portale in keiner Weise den von Kothe angenommenen ehemaligen Bestand einer Bruchsteinkirche zu erhärten vermögen. Nicht ein einziger Bruchstein zeigt sich über Sockelhöhe.

Wäre der erste Bau von ca. 1150 in Bruchstein errichtet worden, so hätte man ihn nicht schon nach einigen Jahrzehnten abgebrochen und nach dem gleichen Grundriß wieder aufgebaut, denn die mittelalterlichen Bauleute waren keine Schildbürger. Wäre aber aus irgend einem triftigen Grunde eine Erneuerung vorgenommen worden, so würde wenigstens irgendwo am Bau ein mehr oder minder großer Teil über Sockel vom Bruchsteinbau erhalten geblieben sein.

Doch damit sind wir bereits der baulichen Untersuchung nähergetreten und wollen diese nun in planmäßiger Folge vornehmen; zunächst die der Krypta. Dabei sind wir im wesentlichen auf die technischen Merkmale d. h. auf die Feststellung angewiesen, ob etwa Reste eines früheren Zustandes, Spuren von Aenderungen oder sonst irgendwelche Anzeichen einer nachträglichen Ausführung bemerkbar sind.

Solche sind in der Tat vorhanden und, soweit sie im Innern der Krypta auftreten, von Adler bereits zum Teil nachgewiesen. Der Vierungsteil derselben ist bereits als nachträgliche Einfügung anerkannt. Doch auch in dem Ostteil unter dem Chor finden wir überall diejenigen Spuren, die wir als Folgen eines nachträglichen Einbaues erwarten können.

Wie die ostwärts gerichtete Innenansicht der Krypta (Abb. 6) erkennen läßt, umzieht die inneren Mauerflächen in mittlerer Höhe zwischen Fußboden und Fenstern ein unregelmäßiger, unter den Fenstern in zwei Abstufungen zerlegter Absatz. Man bemerkt sehr bald, daß dies die Höhe des Kirchenfußbodens, und daß der untere stärkere Mauerteil einst eine dem Blick entzogene Grundmauer war. Daß es sich hier nicht um eine beabsichtigte Sockelbildung, sondern um unbeseitigte Rückstände einer Umbauarbeit handelt, ist leicht erkennbar an der lässigen Ungleichheit des Absatzes, dem schlechten Verhältnis der Sockelhöhe zur beherrschenden Linie der Kämpfer und Fenstersohlbänke, noch mehr an dem Mangel eines abschließenden Sockelprofiles, schließlich aber auch an den großen Bruchsteinen von ganz roher Form, die beiderseits aus der Leibung der die beiden Kryptateile trennenden breiten Gurtbögen hervorspringen (Abb. 6 rechts). Es leuchtet sofort ein, daß dies nur Fundamentreste des Triumphbogens sein können, die man sich bei der nachträglichen Einsenkung des Raumes zu entfernen scheute und die nun in unerwünschter Weise zutage treten.

Bei der Einwölbung der Krypta in zwei Schiffen ergeben sich für die Ausbildung der mittleren Stützenreihe keinerlei Schwierigkeiten. Man war hier völlig frei und bildete sie in Gestalt von tadellos gegliederten Säulen mit reichen und schönen Kapitellen aus. Auch an den eben erst und zum Teil für diesen Zweck errichteten starken Bogenmauern in der Vierung fanden die Gewölbe ein wohlvorbereitetes Auflager. Umständlicher war die Aufnahme der Gewölbelast an den vom Fundamentabsatz umzogenen und etwas zurückliegenden Längswänden des Chorteils der Krypta. Für die Spannweite der beiden von Norden nach Süden gerichteten breiten Quergurte unter dem Triumphbogen gab dieser die Grenze an. (Abb. 6 vorn rechts.) Bündig mit seiner Leibung hatte man auch die nördliche und südliche Stützmauer des Westteiles der Krypta angeordnet. Bis zur gleichen Flucht mußte man auch die Tragsteine vorschießen lassen, die unterm Chor die Quergurte von gleicher Spannweite tragen sollten. Waren die Mittelsäulen bei voller Freiheit rein im Sinne des Schönen ausgebildet worden, so mußte man bei den Wandträgern vielmehr auf das Bestehende Rücksicht nehmen. Sie tragen durchaus das Gepräge einer nachträglichen Einfügung und eine lediglich dem Zwecke dienende Formgebung. Nach ähnlichen Grundsätzen baute man dann auch das Gewölbe der Apsis ein. — Bei diesem Nachweis der nachträglichen Kryptaeinfügung liegt das Hauptmoment nicht in der freien Stellung der Wandsäulen, sondern in ihrer ganzen, fast rein konstruktiv gedachten Erscheinung, in der mageren, unter dem technischen Zwange leidenden Formgebung und in mancherlei ästhetischen Mängeln dieser Bauausführung (Abb. 7).

Adler hat zwar bereits die nachträgliche Entstehung der Krypta erkannt und die Anzeichen dafür, soweit sie in deren Innerem liegen, im Nachtrage zu seinem großen Werke über den Backsteinbau klar dargestellt und durch ausgezeichnete Abbildungen erläutert. Hingegen erkannte er nicht die nachträgliche Einfügung der Kryptenfenster, verstieg sich vielmehr zu der Annahme einer Erneuerung der ganzen Apsis. Auch von keiner anderen Seite wurde bisher der nachträgliche Einbruch dieser Fenster nachge-



Abb. 7. Jerichow, Klosterkirche.
Südostecke der Krypta.

wiesen. Das ist aber möglich und kann bis ins Einzelne, sozusagen bis auf jeden Stein belegt werden. Nur der Raumersparnis wegen verzichte ich hier auf den ausführlichen Nachweis in der Hoffnung, daß die beigefügten Abbildungen (Abb. 8 u. 9) dem aufmerksamen Betrachter dafür genügenden Ersatz bieten. Ausgeschlossen ist der Nachweis für das nördliche der drei Fenster, das erst in neuerer Zeit wiederhergestellt wurde, aus einer Tür, die dort lange und noch zu Essenweins Zeit bestand. Der nachträgliche Einbruch der Fenster ergibt, in Verbindung mit der oben beschriebenen Konstruktion des Innern mit voller Bestimmtheit die Tatsache, daß der Einbau der ganzen Krypta erst nachträglich erfolgte.

Wenn Adler glaubte, die Apsis der Kirche nicht in die Zeit um 1150 setzen zu dürfen wegen der Säulchen, mit denen die Fenstergewände besetzt sind, so war dies Bedenken unbegründet. Das Motiv kommt bereits früher wiederholt vor. Es genügt in unserem Falle, auf die Fenster im Querschiff der Kirche des Mutterklosters Liebfrauen zu Magdeburg hinzuweisen, die den Jerichower Bauleuten ohne Zweifel bekannt waren.

Eine weitere Hinzufügung am Chore bildeten die vermutlich gleichzeitig mit der Krypta entstandenen Nebenchöre. Sie mußten sich den Langseiten des Hauptchors anschließen. Bei unmittelbarer Benutzung der Chormauern würden sie indessen außen mit ihren halbrunden Apsiden, innen mit ihren Zugangsöffnungen zu nahe an den Hauptchor herangerückt sein, um eine ästhetisch befriedigende Erscheinung zu liefern. Auch schien ein besonderes Auflager für die beabsichtigten Tonnengewölbe nötig. Man begann offenbar mit dem südlichen Nebenchor und errichtete innen an beide Längsseiten angelehnte Bogenkonstruktionen in der Stärke, wie es das Auflager des Gewölbes verlangte. Dabei stellte sich aber außen ein unbefriedigender Zusammenschnitt der neuen Nebenapsis mit dem Hauptchor heraus. Aus diesem Grunde legte man im nördlichen Nebenchore die Wandvorlage mit den Bögen an der Chorseite soviel stärker an, daß die Nebenapsis völlig frei wurde. Diese Konstruktion sollte nicht etwa in erster Linie zur Sicherung der beabsichtigten Innengewölbe dienen, denn gerade an der Außenwand des nördlichen Nebenchors, wo sie in dieser Hinsicht am nötigsten erscheinen müßte, blieb sie fort. Lediglich als Auflager für die Innengewölbe hätte sie aber nicht so großer Tiefe bedurft. (Abb. 2).

Von den zu erwartenden Baunähten sind die im Osten, zum Teil wegen des erwähnten dichten Anschlusses der neuen Apsiden an den Hauptchor, nicht feststellbar. Anders verhält es sich mit den Anschlüssen an die Kreuzarme. An den nördlichen Kreuzarm fügt sich der Nebenchor zunächst unten in sauberem Stoß an dessen Ostfläche an; erst in etwa drei Meter Höhe beginnt dann die Herstellung eines Verbandes, der nordwärts in die Querschiffsmauer eingreift. Auf der Südseite finden wir in der Anschlußecke eine Lisene am Kreuzarm, die schon etwa 15 Schichten unter der Traufe des Nebenchors ungelöst endigt. Sie ist mit der Kreuzarmmauer in Verband und offenbar ein Rest der ehemaligen Nebenapsis an dieser Stelle. Im Innern finden wir in beiden Kreuzarmen, etwa 2,0 m von der Ecke nach dem Kirchenmittel zu, aufsteigende Kanten des Bruchsteinsockels, die ohne Zweifel die ehemaligen Innenkanten der Nebenapsiden waren. Danach saßen diese vermutlich im Mittel der Kreuzarme und hatten eine Breite von etwa 3,75 m.

Viel umstritten wurde die Südwestecke des nördlichen Nebenchors (Abb. 10), wiewohl ihre Deutung gar nicht zweifelhaft sein kann. Wäre der jetzige Raum des nördlichen Nebenchors von Anfang an hier gewesen, so würden sowohl Sockel- wie Lisenengliederung der Chorwand fehlen. Ihr Vorhandensein beweist, daß die beiden die Südwestecke des Raumes bildenden Mauern ursprünglich frei lagen. Alles spricht in dieser Ecke klar und deutlich für die mehrfach beschriebene Aenderung am Bau.

Besonders bezeichnend für die nachträgliche Entstehung der Nebenchöre ist auch die Sockelbildung am Aeußeren. Der Sockel des südlichen Nebenchores ist zwar wie an der Kirche im allge-



Abb. 8. Jerichow, Klosterkirche. Mittleres Kryptafenster.



Abb. 9. Jerichow, Klosterkirche. Südöstliches Kryptafenster.

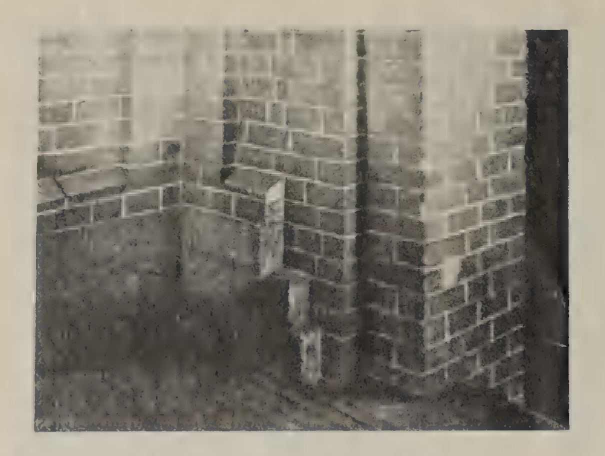


Abb. 10. Jerichow, Klosterkirche. Südwestecke des nördlichen Nebenchores.

meinen aus Bruchsteinen hergestellt, aber nicht in gleicher Höhe wie an den beiderseits benachbarten Bauteilen, nämlich dem Hauptchor und dem südlichen Kreuzarm. Gegen deren Sockel bleibt er vielmehr um die Höhe von etwa vier Backsteinschichten zurück, was nicht geschehen wäre, wenn der Nebenchor gleichzeitig mit jenem angelegt worden wäre. Da das Maß des Höhenunterschieds rein zufällig war, so war beim Aufmauern der vier Schichten im voraus zu erwarten, daß nicht sofort eine Uebereinstimmung mit den Schichten des schon bestehenden Hauptchors und des Kreuzarmes eintreten würde. Sie wurde in der Tat erst nach weiteren vier Schichten durch Veränderung der Fugenstärken erzielt. — Der Sockel des nördlichen Nebenchors ist gar in seiner ganzen sichtbaren Höhe aus Backsteinen hergestellt und durch ein reicher profiliertes Sockelgesims abgeschlossen, also völlig anders geartet als der an den ursprünglichen Teilen der Kirche.

Die Ungleichheit des Sockelmaterials erklärt sich leicht auf folgende Weise. Wie wir aus der eben beschriebenen inneren Konstruktion der Nebenchöre ersehen haben, begann man den hierfür nötigen Versuch im südlichen, der sich dadurch als der zuerst ausgeführte kennzeichnet. So kam es, daß man seinen Sockel aus dem vom Abbruch der alten Apsiden gewonnenen Bruchstein herstellen konnte, wenn auch nur knapp, nämlich, wie schon gesagt, in etwas geringerer Höhe. Bezeichnend für die spätere Entstehung der Nebenchöre ist schließlich auch der Umstand, daß die Kämpfer ihrer inneren Bogenöffnungen von den am alten Bau üblichen abweichen. Man wollte offenbar den früher dafür benutzten Sandstein sparen. An dem zuerst errichteten südlichen Nebenchore verzichtete man deshalb ganz auf ein Kämpfergesims. Beim nördlichen Nebenchor stellte man es aus Backstein her, wie auch bei den etwa gleichzeitigen Eingangsbögen zur Krypta.

Das Ostfenster der nördlichen Nebenapsis weicht in seiner eigentümlichen Gewändeausbildung auffallend von den ursprünglichen Fenstern ab. Es entbehrt zwar der eingestellten Säulchen, welche nur die Hauptapsis aufweist, ersetzt aber doch die durchgehende Schräge wenigstens durch eine Abtreppung des äußeren Gewändes und wird durch einen nur aus flachgelegten Köpfen gebildeten Rundbogen geschlossen. Dieselbe schwächliche Art der Ueberwölbung läßt auch der Rest des alten vermauerten Fensters in der südlichen Apsis noch erkennen.

Ist auch der Unterschied in den Abmessungen der Backsteine zwischen der ursprünglichen Kirche und den Nebenchören nur ganz gering, so sind doch die Abweichungen in der Verwendung der Materialien sowie in der formalen Ausbildung — in Verbindung mit den technischen Merkmalen der Umänderung — bedeutend genug, um die nachträgliche Entstehung der Nebenchöre mit Sicherheit erkennen zu lassen.

Als eine nachträgliche Hinzufügung ist ferner das bereits erwähnte Portal an der nördlichen Stirnseite des Querschiffs anzusehen (Abb. 2 u. 5). Erst nachdem die ursprüngliche Nordapsis um die Länge des Nebenchores hinausgeschoben worden, konnte man hier einen Zugang schaffen, ohne Störungen des Gottesdienstes am Nebenaltar befürchten zu müssen. Den Nachweis des nachträglichen Einbruchs dieses Portals siehe oben.

Das Südportal im letzten östlichen Joch des Langhauses wurde erst durch die Höherlegung des Chores nötig. Der Weg, den die Mönche ursprünglich bei den nächtlichen Horen zu nehmen hatten, führte sie die große Dormenttreppe am Nordende des östlichen Klosterflügels herab, dann mit voller Wendung durch die dicht daneben in den Südkreuzarm führende Tür und schräg durch diesen zum Altar (Abb. 2). Nach dem Einbau des Hochchores mit seinen westlichen Treppen hätte dieser Weg nochmals eine Wendung, also eine förmliche Schlangenlinie machen müssen. Um diese zu vermeiden, legte man das Portal an, und zwar in üblicher Lage am Nordende des Kreuzganges in dessen Nordwand, so daß es geradeswegs gegen die Flanke der Hochchortreppe führte. Es ist mit Kämpfergesims und reichgeschmückten Säulen ausgestattet, deren Schäfte sogar mit Muster, bzw. gewundener Profilierung versehen wurden. Auch hier verdrängten die Backsteine den Bruchsteinsockel. Nach Fertigstellung des Portals konnte das erwähnte frühere am Kreuzarme als überflüssig vermauert werden (Abb. 2).

Die obigen Untersuchungen haben ergeben, daß wir die Krypta, die Nebenchöre und den Westteil mit den Türmen als spätere Hinzufügungen zu betrachten haben. Als Ursprungsbau bleibt also in der Tat, wie oben bereits ausgesprochen, nur eine kurze dreischiffige Kreuz-Basilika mit einschiffigem Chor nebst Apsis aber ohne Krypta übrig. Höchstwahrscheinlich lagen unmittelbar an den Kreuzarmen je eine Nebenapsis.[5]) Dieser Grundriß des ursprünglichen Bauwerks ist zwar ziemlich ungewöhnlich, entspricht aber dem der Kirche des 1122—1149 erbauten Prämonstratenserklosters Kappenberg im Münsterlande. Sie hat ein ebenso kurzes Schiff, keine Türme und bewahrt von den Nebenapsiden am Querschiff wenigstens Teile der nördlichen.

Daß die Klosterkirche zu Jerichow nur aus Mangel an Mitteln zunächst nicht hätte weitergeführt werden können, ist nicht anzunehmen, denn das Kloster war von Anfang an ausgezeichnet dotiert und reich begütert. Ganz ausgeschlossen ist eine derartige Annahme aber auch für Kappenberg. Dieses Kloster war von Norbert, dem Ordensstifter, selbst gegründet worden Er zeigte eine besondere Vorliebe dafür und stand ihm persönlich vor, bis er Erzbischof von Magdeburg wurde (1126). Aufnahme in das

[5]) Die Nebenapsiden am Querschiff sind ohne Nachgrabung nicht mit voller Sicherheit festzustellen. Doch sprechen dafür die im Innern konstatierten Sockelkanten der Oeffnungen am Querschiff, ferner die Lisene am südlichen Kreuzarm, die jetzt den Anschluß des Nebenchors begleitet; schließlich der Umstand, daß das Bruchsteinmaterial zum Sockel des südlichen Nebenchors höchstwahrscheinlich aus einem kurz vorangegangenen Abbruch stammt, der etwa den Umfang der Nebenapsiden hatte.



Abb. 11. Jerichow, Klosterkirche. Kapitell der Zwillingssäulen in der Krypta.

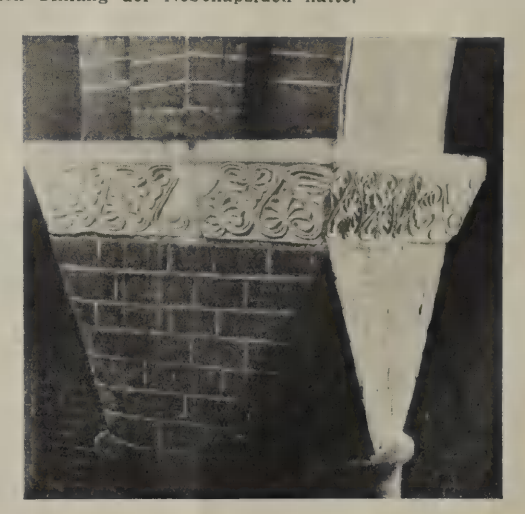


Abb. 12. Jerichow, Klosterkirche. Säulenkapitell im Schiff.

Kloster fanden nur Adlige, die auf eine Reihe von wenigstens fünf Ahnen zurückblicken konnten. Aus Mangel an Geldmitteln hatte man also sicher nicht das Schiff der Kirche so kurz durch einen ganz schlichten Giebel geschlossen.

Norberts glühender Eifer für Einfachheit und die herbe Strenge seines Wesens hatten vielmehr die Bauleute des Klosters beeinflußt und veranlaßt, einen Kirchenbau von äußerster Einfachheit der Anlage und ebenso großer Schlichtheit der Formgebung aufzuführen. Nun wissen wir, daß sich unter den Konversen des Jerichower Mutterklosters, des Liebfrauenklosters zu Magdeburg, mehrere aus Kappenberg gekommene befanden[6]). Sie waren es also allem Anschein nach, welche die sparsame knappe Anlage des Grundrisses von dort auf Jerichow übertrugen.

Verschiedene Anzeichen sprechen für eine gleichzeitige Ausführung der Nebenchöre und des Krypteneinbaus; in erster Linie die Uebereinstimmung des Kämpferprofils der breiten Bögen am nördlichen Nebenchor und an den drei Seiten des westlichen Kryptateiles. Einen Anhalt zur annähernden Bestimmung dieser Bauzeit bieten uns die schönen Kapitelle in der Krypta (Abb. 11). Die besten unter ihnen sind Arbeiten eines tüchtigen begabten Meisters, der in seiner künstlerischen Richtung einerseits dem der Brandenburger Domkrypta (von 1235) verwandt ist, anderseits aber auch einigen um 1220 entstandenen Kapitellen im unteren Chorumgang des Magdeburger Domes nahesteht. Vergleicht man unsere Kapitelle aber mit den Ornamenten an den Deckplatten der Vierungskämpfer und der Schiffskapitelle (Abb. 12), so zeigt sich sowohl in der Erfindung wie in der Ausführung ein ganz gewaltiger Unterschied. Die Ornamente im ursprünglichen Bau sind noch in kindlicher flacher Art ausgeführte landläufige Friesschemata von altertümlicher Strenge und stellenweise recht unbeholfener Zeichnung. In den Kryptenkapitellen hingegen zeigt sich, abgesehen von der Originalität mehrerer Motive, eine kräftige und mit Leichtigkeit herausgearbeitete Plastik von edler Zeichnung unter Anwendung gewisser Einzelformen und einer Behandlung ,die für eine spätere Zeit um etwa 1220—1230 bezeichnend sind. So namentlich die reichliche Anwendung von Perlschnüren und Reihen von kleinen Diamantquadern, die zur Ausschmückung von Bändern oder Kehlen benutzt sind. Anderseits kennt unser Meister den Steinbohrer noch nicht, den der Meister der Brandenburger Kryptakapitelle bereits mit Geschick zur Verzierung mit Reihen von kleinen Bohrlöchern anzuwenden weiß. So stehen die Jerichower Arbeiten bezüglich ihrer Entwickelungsstufe zwischen den betreffenden von Brandenburg und Magedeburg; das bedeutet zeitlich zwischen 1215 und 1235. Im Vergleich zu den kümmerlichen Ornamentleistungen in Vierung und Schiff setzen die Kryptakapitelle mindestens einen Abstand von einem halben Jahrhundert voraus. Um diese Zeitspanne würde also die Entstehungszeit der Kirche hinter die der Krypta zurückgedrängt werden. Damit kommen wir aber auf einen Zeitpunkt, welcher dem durch die Urkunde gegebenen (zwischen 1148 und 1152) so nahe liegt, daß es nicht angeht, dicht neben diesem noch einen anderen für die erste Entstehung anzusetzen. Zu einem ähnlichen Ergebnis gelangt man durch einen Vergleich des Schiffs mit dem späteren Westbau. Dieser zeigt in der am Portal angewendeten Technik der Glasuren, in der vorherrschenden Spitzbogenform, in dem schönen Friese mit Kleeblattbögen einen so bedeutenden Fortschritt in der Entwicklung der Architekturformen, daß auch durch ihn die Entstehung des Urbaus um etwa ein halbes Jahrhundert rückwärts verlegt wird. Die betreffenen Urkunden können sich danach in der Tat nur auf den erhaltenen Backsteinbau in seinem ursprünglichen Umfange beziehen.

Bei der vorstehenden Besprechung der Klosterkirche sind die Verwendung des Backsteins als Baustoff und die Bedenken, welche gerade aus diesem Grunde gegen die Adlersche Zeitstellung erhoben werden, zunächst unberücksichtigt geblieben — mit Absicht, denn die Bedeutung dieses Momentes und alle darauf gegründeten Anstände fallen fort, wenn es nachzuweisen gelingt, daß der Backsteinbau bereits eine Reihe von Jahren vorher in Jerichow eingeführt war. Dies Ergebnis der folgenden Abhandlung über die Stadtkirche muß ich einstweilen für meine gegenwärtige Beweisführung vorwegnehmen. Damit vereint ergibt aber die Untersuchung der Klosterkirche weder in technischer noch in stilistischer Beziehung Bedenken dagegen, sie mit der in den Urkunden erwähnten Klosterkirche gleichzustellen und ihre Entstehung in die aus ihnen herzuleitende Zeit von etwa 1150 zu setzen.



Abb. 13. Jerichow, Klosterkirche. Inneres gegen Osten

Die Berechnung der dafür in Betracht kommenden engeren Zeitspanne hat bereits Riedel im Verlauf seiner Arbeit über Bischof Anselm in v. Ledeburs Archiv Bd. VIII (1832) S. 237 ff. geliefert, und wir können ihm darin unbedenklich folgen.

Das zu Ehren der hl. Jungfrau und des hl. Nikolaus von Bischof Anselm errichtete Stift Jerichow bestand bereits seit vier bis fünf Jahren. Seine Insassen hatten aber inzwischen die Lage unbequem und unpaßlich gefunden und wünschten, daß es verlegt würde. Anselm erfüllte diesen Wunsch durch die Ministerialen Rudolf und Heinrich, Söhne Albrechts v. Jerichow, welche Inhaber des hiesigen Schlosses, eines Erzstiftisch-Magdeburgischen Hoflehens, und dem Bischofe mit wohlwollender Liebe ergeben waren. Alles dies wird uns erst in jener Urkunde v. J. 1172 berichtet, die der Erzbischof Wichmann dem Stifte Jerichow ausstellte, und, ist auch darin nicht der Zeitpunkt angegeben, an dem die Verlegung der Klostergebäude zu Jerichow geschah, so wird doch darin gesagt:

1. Das Kloster habe damals schon längere Zeit bestanden,
2. die Verlegung sei geschehen, lange ehe Anselm die erzbischöfliche Würde erhielt,
3. mit Erzbischof Friedrichs Bestätigung.

Nun fällt die Stiftung des Klosters ins Jahr 1144, Anselms Versetzung ins Jahr 1155, Friedrichs Tod ins Jahr 1152. Da Anselm sich bis September 1147 nicht zu Havelberg aufhielt, so muß die Verlegung des Stiftes zwischen September 1147 und 1152 stattgefunden haben.

Gegen die aus den Urkunden herzuleitende Entstehungszeit der Kirche schien stets in erster Linie die Form der großen Bögen an der Vierung und an den Apsiden (Abb. 13) Bedenken zu erregen. Dieselbe Bogenform werden wir später auch am Triumphbogen der Stadtkirche finden und es kann hier auf die in der Schlußbetrachtung

---

[6]) Bruder Hermann über die Wunden der hl. Maria zu Laon; ed. Hertel, S. 125.

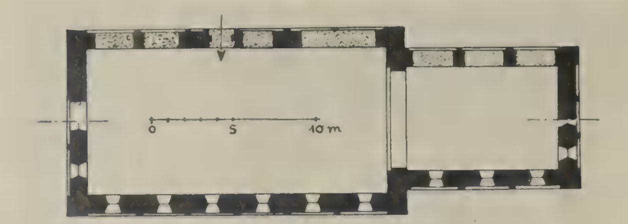


Abb. 14. Jerichow, Pfarrkirche. Grundriß.



Abb. 15. Jerichow, Pfarrkirche von Nordosten.

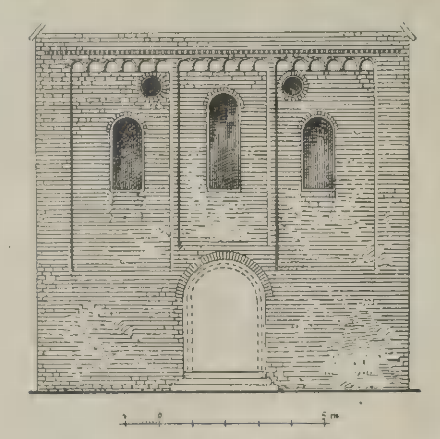


Abb. 18. Jerichow, Pfarrkirche. Westseite.

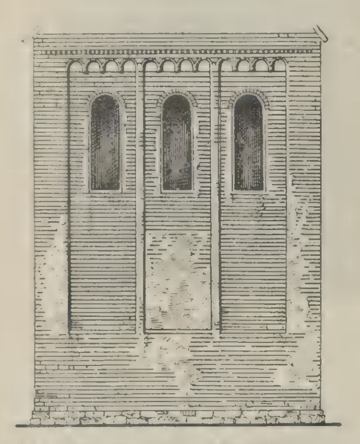


Abb. 17. Jerichow, Pfarrkirche. Ostseite des Chores.

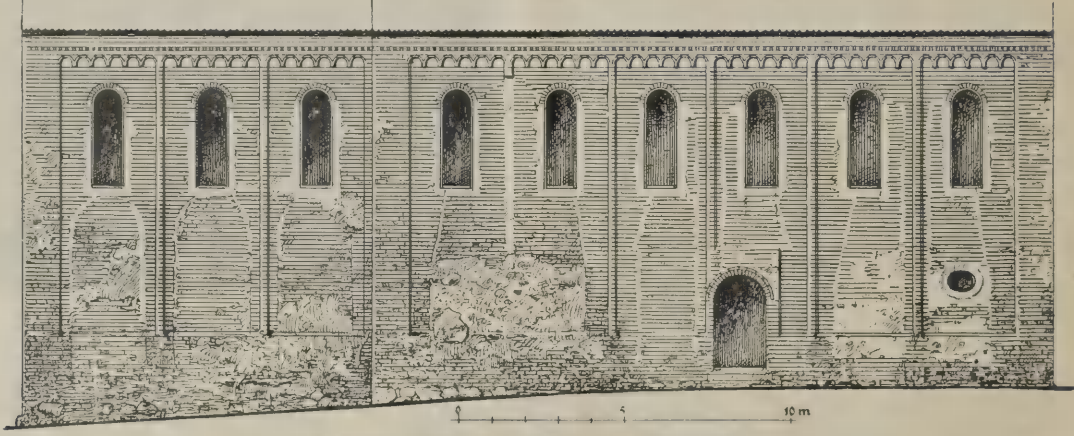


Abb. 16. Jerichow, Pfarrkirche. Nordseite.

gegebenen Erklärungen verwiesen werden. Immer aber sind es nur die großen Bögen, die von der geschilderten Herstellungsweise betroffen werden, während kleinere, wie Fensterbögen, deren Lehrbögen leicht und mit geringen Kosten herzustellen waren, durchaus an der reinen Halbkreisform festhalten.

In ganz gleicher Weise wendeten Prämonstratenser den gebrochenen Bogen in der Kirche ihres südbayrischen Klosters Steingaden an, das etwa um dieselbe Zeit, nämlich im Jahre 1147, gegründet ist. Die dortige Kirche weist in den Arkaden sowie in den Bögen, die das Erdgeschoß der Türme nach dem Langhause öffnen, den stumpfen Spitzbogen auf (Hager in Oberbayr. Archiv, Bd. 48 S. 124—177). Steingaden war in zweiter Linie eine Tochter von Prémontré selbst.

Im Anschluß an die Vierungsbögen der Jerichower Klosterkirche sei hier auch der Eigentümlichkeiten gedacht, die an einzelnen Stellen ihrer Kämpfer auffallen, so daß Wernicke (Bau- und Kunstdenkmäler der Kreise Jerichow S. 319) zu dem Ergebnis kam, „daß sowohl an den östlichen Vierungspfeilern wie an denen für die Apsisbögen die abdeckenden Sandsteinkämpfer nicht ursprünglich für den gegenwärtigen Oberbau gearbeitet sein können.“ Wernicke sieht diese Erscheinungen als Nichtfachmann nicht ganz im rechten Lichte und kommt dadurch zu seiner durchaus unzutreffenden Auffassung, der sich leider auch Kothe im Handbuch von Dehio (V S. 224) anschließt. Die Abkröpfung der Kämpfer an der Apsisecke vor den Längswänden des Chorquadrates (Wernicke a. a. O. Fig. 102) ist völlig ordnungsmäßig und nach damaligem Gebrauch und Formgefühl befriedigend. Die (ebenda Fig. 101) abgebildete Verkröpfung des Kämpfers am südöstlichen Vierungspfeiler entspricht ganz der Pfeilergliederung,, die allerdings im Bogen nicht fortgesetzt wurde. Nichts deutet aber auf eine frühere Bestimmung der Kämpferplatten für einen älteren Bau, namentlich nicht das daran angebrachte Ornament. In bezug auf dieses soll indessen nicht unerwähnt bleiben, daß die Friese an den Enden beim unüberlegten Zusammenstoß unausgeführt und nur im Rohen vorgearbeitet wurden, so z. B. an der Nordseite des südöstlichen Vierungspfeilers, an dessen Westseite und an der Ostseite des nordwestlichen. Aehnliches kommt auch am Kapitell der nordöstlichen Schiffssäule vor. Bei der großen Unbeholfenheit und Kindlichkeit dieser Verzierungen braucht man sich über die vorgekommenen Unüberlegtheiten nicht zu wundern. Sie besagen für die Baugeschichte nichts Weiteres.

Die Prämonstratenser, welche diese Kirche errichteten, hatten schon vorher im Orte ein Besitztum. Die ursprünglichen Besitzer waren die Grafen von Stade, deren Familie namentlich durch den jüngsten der drei Brüder, Hartwich, einem Domherr von St. Moritz in Magdeburg, seit 1148 Bischof von Bremen, in engen Beziehungen zu den Prämonstratensern stand. Als der älteste der Brüder im Jahre 1132 starb, gab dies der Familie Anlaß, dem Orden in ihrem Stammsitz Stade ein Kloster zu stiften. In ganz ähnlicher Weise wurde dann beim Tode des zweiten Bruders (Markgraf Rudolf), der 1144 im Kampfe fiel, von seiten Hartwichs den Prämonstratensern u. a. Teile von Jerichow mit der bereits bestehenden Dorfkirche zur Gründung eines Klosters geschenkt. Diese Kirche war nach der Urkunde von 1144 schon im Jahre 1129 erbaut. Bei der eben geschilderten engen Beziehung des Ordens zu der Familie liegt der Gedanke nahe, auch die Dorfkirche als ein Werk der Prämonstratenser anzusehen. Sie ist bisher in dieser Beziehung noch wenig geschätzt worden und eine Aufnahme davon fehlte noch gänzlich.



Abb. 19. Magdeburg, Liebfrauenkloster. Ostgiebel der Refectur.

Die Pfarrkirche zu Jerichow und ihre Beziehung zu Leitzkau.

Bei der Pfarrkirche zu Jerichow scheidet die westliche Vorhalle als eine Zutat des 19. Jahrhunderts von vornherein von der Betrachtung aus. Sieht man von ihr und dem einer späteren Erneuerung angehörigen Dachstuhl nebst Fachwerkturm auf dem Westende ab, so besteht die Kirche aus einem rechteckigen Schiff und einem etwas eingezogenen gerade geschlossenen Chor (Abb. 14). Beide haben gerade Decken mit sichtbaren Balken. Das Aeußere zeigt schlichten romanischen Charakter (Abb. 15—18). Am Chor (Abb. 15 u. 17) folgt auf einen niederen Bruchsteinsockel, der an der Ostseite durch drei Backsteinschichten vervollständigt ist, ein Obersockel von fünfzehn Backsteinschichten, deren oberste durch Fasen abgeeckt ist. Aus ihm erheben sich an den Kanten des Gebäudes 7 cm starke, 1,12 m breite Ecklisenen, dazwischen in gewissen Abständen ebenso starke, doch nur 25 cm breite Zwischenlisenen, die unter sich und mit jenen durch einen einfachen Rundbogenfries verbunden sind. Außer auf den Lisenen ruht der Fries auf kleinen Backsteinkonsolen, die unten einfach abgerundet sind. Die Bögen des Frieses setzen sich aus drei Formsteinen zusammen, deren Oberkante einen Bogenrücken bildet. Auch die Zwickel über den Bögen bestehen aus Formsteinen. Darüber folgt, wie an der Westseite (Abb. 18) noch zu sehen ist, auf eine glatte Schicht ein deutsches Band. Am Ostgiebel und an den Langseiten ist dieses in der Barockzeit mit Mörtel verstrichen worden.

Die ziemlich hoch angeordneten Fenster sind rundbogig mit schlichten Schmiegen ausgebildet, die Vorderkanten aus Formsteinen, die Sohlbänke jetzt flach schräg abgedeckt. Der Ostgiebel enthält oben ein kleines Rundfenster (Abb. 15).

Etwa in der Mitte der Nordseite des Schiffes befand sich ein Rundbogenportal in einer rechteckigen mit der benachbarten Lisene bündigen Mauerverstärkung und mit einer umrahmenden Läuferschicht um den Bogen. Das Portal ist jetzt zugemauert und die Mauerverstärkung abgehauen, so daß man das Portal nur noch aus dem viereckigen Putzfelde und dem kleinen Reste des Bogens erraten kann, der in der Lisene erhalten blieb (Abb. 16). An der Südseite des Chores war eine Rundbogenpforte, die Priestertür, die, jetzt außen vermauert, wenigstens im Innern noch eine tiefe Nische hinterlassen hat. Ein massiver Westturm war nie vorhanden.

Eine besondere Betrachtung verdient die ihn ersetzende westliche Giebelfront. Inmitten des hier höher gehaltenen Sockelteils läßt sich aus den Resten noch das ehemalige rundbogige Westportal nachweisen, wenigstens noch ein Teil seines aus ganzen Keilsteinen gebildeten Bogens. An den Fenstern zeigt sich ein merkwürdiger Unterschied, indem die beiden seitlichen, wie sich noch feststellen läßt, etwas niedriger gehalten waren als das mittlere und über ihnen, jedoch nicht in ihrer Achse, sondern in den inneren Ecken der Lisenenfelder dicht unter dem Bogenfriese zwei kleine Rundfenster (oculi) angeordnet waren, die trotz starker Zerstörung doch noch unzweifelhaft feststellbar sind (Abb. 18). Eine durchaus verwandte Gruppierung von drei Rundbogenfenstern mit drei kleinen Okulusfenstern darüber findet sich am Ostende des von Prämonstratensern erbauten Konventgebäudes im Liebfrauenkloster zu Magdeburg (Abb. 19). Ueber dem Bogenfriese und dem deutschen Bande, am Giebeldreieck, ist nichts mehr von alten Architekturformen zu bemerken. Seine Spitze bekrönte höchstwahrscheinlich ein galgenförmiger gemauerter Aufbau, wie er zur Aufhängung einer kleinen Glocke damals weit verbreitet war und auch für die Dorfkirchen der Altmark nachgewiesen ist. Er war dort noch in neuerer Zeit mehrfach an der Abwesenheit eines aufsteigenden Westturmes und einem die Giebelspitze überragenden Mauerstück merkbar, das im Laufe der Jahrhunderte aber durchweg zur vorderen Massivwand eines Fachwerkturmes umgeändert worden ist (Wernicke, Die beiden Kreise Jerichow. Einleitung S. 36, sowie Otte, Archäol. II 248).

Das Backsteinmauerwerk der ursprünglichen Teile ist in den Flächen 26—27×13×8—9 cm, die wohl besonders ausgesuchten Steine der Zwischenlisenen haben 24—25 cm Länge. Die Fugen



Abb. 20. Jerichow, Pfarrkirche. Westteil des Schiffes der Nordseite.



Abb. 21. Jerichow, Pfarrkirche. Nordseite des Choranfangs.

sind verschieden behandelt, die Stoßfugen sind bündig mit den Backsteinen und zeigen nichts besonders Bemerkenswertes. Die Lagerfugen scheinen mit einem besonderen Fugeisen von etwa 1 cm Breite glatt gestrichen, in welcher Breite, ähnlich wie beim Feldsteinmauerwerk, ein gelblich-weißer Strich aufgemalt ist. Der Mörtel ist mit Ziegelmehl gemischt.

In dem jetzt ganz überputzten Inneren sind außer den bereits erwähnten geraden Decken nur der einmal abgestufte, ein wenig gespitzte Triumphbogen und dessen Kämpfer aus Werkstein mit seinem einer umgekehrten attischen Basis ähnelnden Profil beachtenswert.

Als spätere Aenderung am Bau sind die Erbreiterung einiger Fenster zu verzeichnen, so wie ein paar kleine Ovalfenster, die im 18. Jahrhundert angelegt wurden, um den Raum unter den damals eingerichteten Emporen besser zu erleuchten. Derselben Zeit ist vermutlich auch eine Belebung des Aeußeren mittels teilweiser Verputzung zuzuschreiben in einer Art, wie sie beim mittelalterlichen Backsteinbau nicht üblich war. So sind z. B. die Fenster mit rechteckigen Putzfeldern umrahmt und die Lisenen mit Putz überzogen. Am Ostgiebeldreieck ist hingegen ein System von senkrechten Streifen in der Verlängerung der Lisenen und einigen horizontalen Streifen zwischen geputzten Feldern putzfrei gelassen.

Diese Beschreibung der Kirche würde indessen unvollständig sein ohne den Hinweis auf die äußerst wichtigen Spuren gewisser Eingriffe in den ursprünglichen Körper des Bauwerks, die, bald wieder rückgängig gemacht, dieses schließlich nicht wesentlich verändert haben, aber für die Zeitstellung der kleinen Kirche wichtiger sind als die stilistischen Merkmale.. (Abb. 16, 20 u. 21). Diese bereits von Schäfer (Von deutscher Kunst. S. 246) erkannte Bedeutung lehnt Stiehl (Backsteinbau romanischer Zeit S. 67) völlig zu Unrecht ab.

Seine für den Verfasser ebenso leichte wie für den Leser unbefriedigende Erledigung der hochwichtigen Anzeichen, nötigt uns, die ihnen zukommende gründliche Beobachtung und sachgemäße Erklärung im einzelnen, die bisher noch immer fehlte, an dieser Stelle zu unternehmen.

An der Nordseite der Kirche sind zu einer gewissen Zeit eine Anzahl Mauerausbrüche vorgenommen, aber, noch ehe es zur Ausführung der an ihren Stellen beabsichtigten Bögen kam, wieder vermauert worden. Es handelt sich zunächst um drei Rundbogenarkaden am Chor, deren runde Bogenform bereits beim Ausbruch der betroffenen Mauerstellen aufs sorgfältigste vorbereitet wurde (Abb. 16 links und Abb. 21). In nicht so scharfer Vorzeichnung der beabsichtigten Bogenform wurden ferner an der Nordseite des Schiffs, welches durch die Lisenen in sechs Felder geteilt wird, weiter hinaufreichende Oeffnungen ausgebrochen (Abb. 16 rechts und Abb. 21). Man konnte hier die künftige Bogenform nicht innehalten, weil sie sich den Fenstern so stark näherte, daß der Mauerkörper zwischen diesen zu Falle gekommen wäre. Man zog es deshalb vor, ihn gleich von vornherein herauszunehmen und nur einen schmalen mittleren Stützpfeiler stehen zu lassen. Bei der östlichen der drei Oeffnungen hatte man diesen offenbar durch eine Abstützung mittels Holz ersetzt.

Alle diese Ausbrüche sind fast ausschließlich mit dem Backsteinmaterial des Urbaus sowie unter Verwendung einiger höchst wahrscheinlich ebenfalls aus dem Bau selbst gewonnener Feldsteine wieder geschlossen worden. Es geschah zwar in etwas flüchtiger Weise und ohne Anwendung des sonst am Bauwerk beobachteten Verbandes von zwei Läufern und einem Binder, im übrigen aber mit einer für die Haltbarkeit genügenden Sorgfalt. Immerhin mögen stellenweise kleine Nachbesserungen nötig geworden und bei diesen oder auch bei der in den Jahren 1892 und 1893 erfolgten Befreiung der Kirche „von allerhand An- und Einbaugerümpel" (Wernicke a. a. O. S. 313), einige neuere Backsteine unter die alten geraten sein. Sie vermögen indessen nichts an der Tatsache zu ändern, daß die Ausbrüche mit dem Material des Urbaus — und das bedeutet: s e h r b a l d — wieder vermauert wurden.

Den technischen Bedenken, welche Stiehl gegenüber dem Umstande geltend zu machen versucht, daß die Ausbrüche durch die ganze Mauerdicke reichen, kann ich nicht beistimmen. Diese Tatsache hat bereits Wernicke (a. a. O. S. 313) bestätigt; auch kann man die Spuren noch heute auf der Innenseite der Mauern bemerken, so weit diese nicht durch Holztäfelung verdeckt sind; ja, was die großen Ausbrüche am Schiff betrifft,so geht gerade aus ihrer hohen, sich nach oben verengenden Form und den schmalen, hohen, nur als provisorische Stützpfeiler denkbaren Mittelstützen hervor, daß die Ausbrüche nicht nur Nischen sind, sondern durch die ganze Mauerdicke dringen. Bei der vorzüglichen Beschaffenheit des damaligen Mörtels ist hinsichtlich der Haltbarkeit durchaus nichts einzuwenden, zumal wir ja gar nicht wissen, wie weit etwa noch provisorische Holzverstrebungen zur Anwendung kamen, wie dies bei dem östlichen Ausbruch am Schiff sicher der Fall war.

Stiehl gibt der Vermutung Raum, die Ausbrüche könnten für Grabkapellen bestimmt gewesen sein. Wenn darunter Gruftanlagen verstanden werden sollen — und etwas anderes läßt der Landesbrauch nicht zu — so ist zu entgegnen, daß eine derartige lange Reihe von sechs Grüften an einer Kirche dieser Art und Größe ganz vereinzelt dastehen und den dortigen Verhältnissen gar nicht entsprechen würde, denn Gruftbauten an Kirchen besitzen hierzulande nur deren Patrone. Man stelle sich nur einmal vor, wie groß die Patronatsfamilie und wie groß die Sterblichkeit in ihr in dem letzten Jahre gewesen sein müßten, um zu rechtfertigen, daß mit einem Male gleichzeitig sechs Grüfte erbaut werden sollten, d. h. etwa das Sechsfache von dem, was ähnliche kleine Ortskirchen überhaupt davon besitzen.

Es ist vergebliches Bemühen, für die Ausbrüche einen anderen Zweck ersinnen zu wollen, als den nächstliegenden und zugleich einzig richtigen der Vergrößerung. Zudem war die Erweiterung einer einschiffigen Kirche zu einer dreischiffigen Basilika den Prämonstratensern damals von ihrer Heimat her eine vielgeübte und ganz geläufige Aufgabe. Fleury[5]) zählt für die nächste Umgebung von Laon allein zehn solcher Fälle mit Namen auf.

Es gilt vielmehr für diese merkwürdigen Ausbrüche keine andere annehmbare Erklärung als die schon von Schäfer und Adler ausgesprochene, daß zu einem gewissen Zeitpunkte der langen Vergangenheit unsres Kirchleins (über den freilich beider Meinungen auseinandergingen) eine bedeutende Erweiterung geplant war. Sie erstreckte sich über die ganze Nordseite der Kirche und sollte ohne Frage nach ihrer Vollendung in gleicher Weise auch an der Südseite durchgeführt und damit wieder eine symmetrische Anlage hergestellt werden.

Wie aber steht es nun mit dem Zeitpunkte des geplanten Kirchenausbaus? Dafür können nur aus einer noch genaueren Bestimmung des besonderen Zweckes Anhaltspunkte gewonnen werden.

Unterziehen wir die Grenzlinien der Ausbrüche einer genaueren Betrachtung, so erkennen wir zunächst leicht, daß die des Chores mit dem Scheitelteil ihrer Rundbogenlinie unter dem die Fenster einrahmenden Putzstreifen verschwinden, so daß dieser hier auf die Ausmauerung der Bresche übergreift (Abb. 21). Dieser Umstand sowohl wie das Auftreten eines barocken Ovalfensters innerhalb der Ausmauerung des letzten Ausbruchs am Westende des Schiffs beweist, daß die Vermauerung der Ausbrüche bereits vor der Barockzeit erfolgt ist.

Doch noch weitere Aufschlüsse liefern uns die Spuren. Die drei Rundbogenöffnungen des Chores reichten zwar in den Sockel der Kirche um etwa 8 Backsteinschichten herab, lassen oben aber die Fenster unberührt und halten sich in einer relativ mäßigen Höhe, die sofort klarstellt, daß der Lichtgaden zum größten Teil seiner Höhe erhalten bleiben sollte (Abb. 16). Nicht höher hinaufreichende, aber breitere Oeffnungen waren offenbar im Schiff gedacht. Aus der Lage der so geplanten Arkadenbögen ergibt sich, daß die Erweiterung der Kirche in basilikaler Form durch Anfügung niederer Seitenschiffe mit flachen Dächern geschehen sollte.

Welche Umstände könnten nun einen derartigen Umbau der Kirche vor der Barockzeit veranlaßt haben? Die Zeit der Spätrenaissance hätte eine Vergrößerung der Kirche schon nach anderem, weniger strengen Grundriß und mit größerer Höhe angelegt, man hätte einfach eine Mauer ganz abgebrochen und weiter hinausgerückt. Auch die Frührenaissance und die spätere Gotik hätten die Hallenform gewählt, überdies würden wir für die Arkaden wohl dem Spitzbogen begegnen. Kurz: der Rundbogen und die Basilikaform drängen den Zeitpunkt ganz ohne Frage bis in die frühgotische oder romanische Zeit zurück. In so früher Zeit lag aber für die Gemeinde des Ortes, der stets nur ein Flecken blieb (Wernicke a. a. O. S. 312), kein Bedürfnis zu einer derartigen Vergrößerung der Kirche vor. Das unfern belegene Städtchen Plaue ist bis heute mit einer genau ebenso großen und im Plane ebenso gestalteten Kirche (NB.: der Uebergangszeit!) ausgekommen. Am entschiedensten aber spricht gegen die spätere Entstehung der Ausbrüche ihre baldige Vermauerung. Wäre es nämlich zu irgendeiner jener Zeiten wirklich zur Inangriffnahme einer Vergrößerung gekommen, so wäre sie sicher auch ausgeführt worden. Zu einer Annahme gezwungen, die auch für das schnelle Rückgängigmachen der Unternehmung eine genügende Erklärung bietet, nahm Adler seine Zuflucht zu der i. J. 1335 oder 1336 eingetretenen Ueberschwemmung der Stadt. Doch wagt er selbst die gewaltsame Begründung nur als Vermutung auszusprechen, da es dem ausgezeichneten Kenner der Entwicklung der mittelalterlichen Kunst wohl selbst wenig wahrscheinlich war, daß man in dieser Zeit der Hochgotik einen Kirchenchor basilikal angelegt, ihm so niedrige Seitenschiffe mit Rundbogenarkaden gegeben, ja, daß man vor Mitte des 14. Jahrhunderts den Kirchenchor eines märkischen Fleckens überhaupt dreischiffig angelegt haben sollte.

In den wenigen Fällen, wo letzteres im 14. Jahrhundert etwa sich in der Mark vorfindet, handelt es sich um aufblühende Mittelstädte und um Grundrisse sowie Raumentfaltungen ganz anderen Charakters.

---

[5]) Fleury, Antiquitées et Monuments du département det l'Aisne III p. 15 et 16.

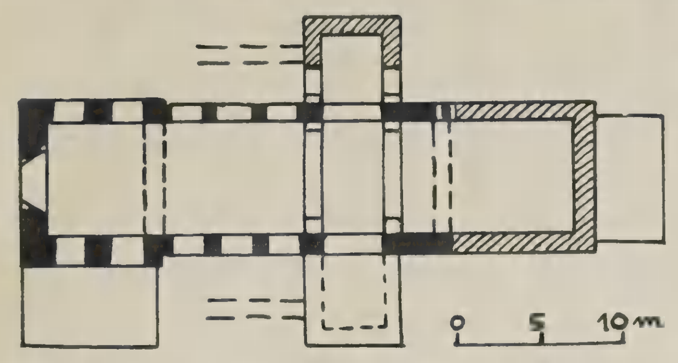


Abb. 22. Leitzkau. Grundriß der Dorfkirche. (Nach Wernicke.)

Wie man damals selbst Chorbauten großer Kirchen noch anlegte, zeigt uns z. B. der gerade um diese Zeit (1330) vollendete Chor der bischöflichen Kathedralkirche zu Havelberg (s. Verz. d. Kunstdenkm., Bd. Westprignitz S. 66), der die kleine Jerichower Ortskirche unterstand: nämlich lang und hoch, aber nicht dreischiffig und noch weniger basilikal.

Daß man nun aber in Jerichow überhaupt eine Vergrößerung des Chores unternahm, bedeutet in der frühen Zeit, auf welche die Möglichkeit allmählich eingeschränkt wurde, die Einrichtung eines besonderen gottesdienstlichen Betriebes, der mehr Altäre und Geistliche erforderte, kurz die Chorerweiterung läßt sich nur daraus erklären, daß man die Pfarrkirche in eine Mönchskirche umzuwandeln dachte.

Damit ist aber der Nachweis geliefert für die bereits von Schäfer gehegte Vermutung, daß nämlich der Umbau der Kirche in die Zeit fallen muß, wo der in Jerichow zunächst bei der Pfarrkirche eingesetzte Konvent der Prämonstratenser seiner größeren Klosterkirche am Westende des Ortes noch entbehrte. Der Umstand aber, daß die Umbauarbeit schon gleich nach ihrem Beginn wieder aufgegeben wurde, erklärt sich einzig und allein durch die einige Jahre später (1148), erfolgte Schenkung des größeren Gebietes außerhalb des Ortes zur Gründung des großenteils noch jetzt bestehenden Klosters (vergl. Winter, „Die Präm.“ S. 149). Die Durchbrüche können in der Tat nur vor dieser Schenkung und ihre Ausmauerung gleich nach ihr ausgeführt worden sein.

Die Kirche selbst aber muß damals schon bestanden haben. Die vorläufige Benutzung einer kleinen Pfarrkirche oder Burgkapelle für die Zwecke des Ordens kam bei seiner außerordentlich raschen Ausbreitung naturgemäß wiederholt vor. So diente z. B. in Windberg im Bayrischen Walde vor der Gründung des Klosters i. J. 1125 bis zur Erbauung der Klosterkirche die dortige Schloßkapelle dem Konvent zur Kirche (Otte, Roman. Bauk. 452). Andere Beispiele wären die Burgen des Grafen von Kappenburg in Westfalen.

Doch finden wir die besten Beispiele dafür im ostelbischen Lande selbst: Wie in Jerichow für das Bistum Havelberg ,so geschah es in Leitzkau und nach diesem nochmals bei St. Gotthardt in Parduin (Altstadt Brandenburg) für das Bistum Brandenburg, daß eine bereits vorhandene oder im Bau begriffene Kirche den Prämonstratensern zur Verfügung gestellt wurde. Das mehr südlich gelegene Gebiet des Brandenburger Bistums lag für die von Magdeburg ausgehende Christianisierung etwas günstiger, und so kam es, daß seine erste klösterliche Niederlassung zu Leitzkau der Havelberger Kirche in den Stadien ihrer Entwickelung anfänglich um einige Jahre voraus war; sehen wir indessen von diesem zeitlichen Vorsprunge ab, so spielten sich die einzelnen Fortschritte an beiden Vorpostenorten in merkwürdig übereinstimmender Weise ab — eine Uebereinstimmung, die sich, wie wir sehen werden, auch sogar auf die baulichen Vorgänge erstreckte und eine ausschlaggebende Bestätigung für diejenigen ergibt, die ich für Jerichow angenommen habe. Doch erfordert dies ein näheres Eingehen auf die Leitzkauer Pfarrkirche, deren Baugeschichte leider noch im argen liegt und erst geklärt werden muß.

Abhandlung über Leitzkau.

In Leitzkau, dem einstigen Hauptsitze des Heidentums in der Gegend östlich von Magdeburg, besaßen die Bischöfe von Brandenburg bereits zur Zeit der sächsischen Kaiser einen Hof und schon 1107 hatte Bischof Herbert daselbst den Aposteln Petrus und Paulus und der Mutter Gottes, Maria, eine aus Holz errichtete Kirche („ecclesiam ligneam“) geweiht. Im Jahre 1114, wo die von diesen Vorgängen handelnde Urkunde (Riedel, Bd. X S. 69) ausgestellt ist, erbaute er an ihrer Stelle eine steinerne Kirche („lapideam construximus basilicam“). Es war die älteste Steinkirche östlich der Elbe, und die Frage nach ihrer Anlage und Gestalt würde daher auch an sich von Bedeutung sein, selbst wenn sie für die vorliegende Untersuchung nicht den angedeuteten besonderen Wert hätte.

Als Pfarrkirche des Ortes Leitzkau besteht noch heute eine sehr alte, obschon vielfach veränderte Kirche. Schon Wernicke (im Inventar der Kreise Jerichow), der sich zuerst eingehender mit dem Bauwerk beschäftigte, vermutete in ihr die 1114 von Bischof Herbert errichtete Steinkirche, da er aber nicht Fachmann war und „nicht alle Einzelheiten richtig erkannt“ hatte, so glaubte sich Kothe berufen „die älteste Zeit der märkischen Baugeschichte aufzuhellen“. Leider mißlang ihm dies vollständig, insofern wir nach seiner Deutung und Rekonstruktion des Bauwerks ein gänzlich falsches Bild von der ältesten Steinkirche der Mark erhalten würden. Kothe stellt sie in seinem Aufsatze in der Zeitschr. f. Gesch. d. Archit. (II S. 275 ff.) als eine dreischiffige kreuzförmige Basilika mit zwei Türmen dar; in der Tat aber war sie nur ein kleines Rechteck, einschiffig, mit einem etwas breiteren Westturm, also ganz nach dem Typ einer gewöhnlichen märkischen Dorfkirche (Abb. 22 soweit schwarz angelegt)



Abb. 23. Leitzkau, Dorfkirche. Nordostecke der ursprünglichen Kirche in der jetzigen nördlichen Chormauer.



Abb. 24. Leitzkau, Südostecke der alten Dorfkirche. (In der Ecke zwischen Sakristei und Chor.)

Kothe war wie Wernicke infolge der volltönenden Bezeichnung „Basilika", welche Bischof Herbert seiner Stiftung beilegte, in dem Wahne befangen, die von ihm errichtete Steinkirche müsse eine Basilika im Sinne der neueren Kunstwissenschaft gewesen sein, und beide wurden darin anscheinend durch den Umstand bestärkt, daß die Kirche deutliche Spuren einer solchen basilikalen Gestalt an sich trägt. Doch dieser Anschein trügt. Zwar erhielt die Kirche später durch Umbau die Form einer Basilika mit Querschiff und langem, einschiffigem Chor; doch müssen wir uns die erste Kirche „Ostelbiens" weit bescheidener vorstellen, nämlich, wie bereits bemerkt, als einfachen einschiffigen Rechteckbau mit etwa gleich breitem Westturm. Der örtliche Befund zeigt dies am klarsten am Westende der Kirche (Abb. 22), wo mit unzweifelhafter Sicherheit ein Turm nachweisbar ist, der einst im Norden, Süden und Westen freistand und ostwärts mit dem einschiffigen Kirchenraum von gleicher lichter Weite in Verbindung stand — auch dies nach dem gewöhnlichen Typ märkischer Dorfkirchen. An seinen gerade aufsteigenden Kanten erkennt man ihn noch jetzt. Für einen Turm sprechen ganz unzweideutig auch die erheblich stärkeren Umfassungsmauern, welche jederseits etwa 48 cm über die Fluchten des Schiffes hinausspringen; denn bei einer späteren Erweiterung durch Fortsetzung der Arkadenbögen nach Westen lag zu einer so störenden Mauerverstärkung gar kein Grund vor. Auch würden bei einer Verlängerung der Kirche nach Westen wohl kaum die im Inneren über den Emporen sichtbaren lotrechten Absätze entstanden sein, die bis 10 cm (auf der Südseite) betragen. Sie entstanden vielmehr in der Weise, daß man die größtenteils neu hergestellten Sargmauern gegen die Ostmauer des Turmes stieß, ehe man diese beseitigt hatte und ohne sich daher nach der Innenflucht des Turmes genau richten zu können. So erscheinen die Absätze noch heute als die Abbruchspuren der östlichen Turmmauern. Die Längsmauern der ursprünglichen Kirche gingen jedenfalls bei ihrer Umwandlung zu Mittelschiffsmauern eines basilikalen Langhauses durch den Einbruch der Arkaden und der Oberfenster großenteils zugrunde. Jenseits des Querschiffs aber finden wir ihre Ostenden tatsächlich noch auf einer Strecke von drei Metern im Norden wie im Süden wohlerhalten vor. Im Süden deckt der an Stelle des einstigen Südkreuzarmes in neuerer Zeit angefügte Sakristei- und Priechenbau etwas weiter ostwärts über, wonach Wernickes hier ungenauer Grundriß zu korrigieren ist. Die Schiffsmauern der ursprünglichen Kirche wurden später als Chormauern ostwärts verlängert. Man begnügte sich dabei mit einem notdürftigen Verbande an wenigen Stellen, so daß die alten Ostecken der Kirche größtenteils erhalten blieben und jetzt als lotrecht verlaufende Risse erscheinen, für deren eigentliche Bedeutung aber ihre im Norden und Süden genau gleiche Lage, ihre gerade, senkrechte Richtung, und die westlich neben ihnen aufgeschichteten, besonders großen Ecksteine bezeichnend sind (Abb. 23 u. 24). Auf der Südseite macht sich sogar ein Sprung in der Flucht von etwa 5 cm bemerkbar. Entsprechend den kleinen Abmessungen der alten Pfarrkirche reichen die Kanten nicht bis zur Höhe der jetzigen[6]). Die ursprüngliche kleine Steinkirche ist demnach in ihrem Umfange noch genau erkennbar. Sie bestand aus einem annähernd quadratischen Westturm und einem Schiff von etwa 17,5 m Länge. Das ist das Doppelte der Breite! Diese gab auch das Maß für die Tiefe des Turmes. Ob das Kirchlein eine Apsis hatte, ist ohne Nachgrabung nicht festzustellen.

Gegen einen so geringen Umfang und eine so einfache Form der ersten Steinkirche scheint nun für den Unkundigen die in der Urkunde Herberts von 1114 dafür gebrauchte Bezeichnung „Basilika" zu sprechen, und wir haben ihre verführerische Wirkung auf die früheren Bearbeiter des Gegenstandes oben bemerkt. Daß das Wort anders aufzufassen und ein solcher Widerspruch nicht vorhanden ist, sollte Kothe wissen.

Die Untersuchung der Pfarrkirche zu Leitzkau ergibt also die Tatsache, daß dort durch Einbrechen von Arkaden in Turm und Schiff, sowie Einschalten eines Querschiffes die ursprünglich nur kleine Ortskirche zu einer klösterlichen Basilika mit stark verlängertem Chor umgestaltet wurde. Die Leitzkauer Chronik verlegt die Klostergründung in das Jahr 1128.

Der Prämonstratenser-Konvent von Leitzkau war, wie wir wissen, für das künftige Brandenburger Domkapitel in Aussicht genommen. Seiner Kirche kam daher als Patron der des Bistums zu, nämlich St. Petrus. Die im Jahre 1139 erfolgte Weihe eines neuen Altares zu Ehren St. Petri ist daher ohne Frage als der späte Abschluß des basilikalen Umbaus und der Verlängerung des Chores für den Mönchskonvent anzusehen.

[6]) Die kleine vermauerte Tür an der Nordseite des Chores, welche von Kothe als Priestertür gedeutet wird und aus deren Höhenlage er auf eine Krypta schließt, liegt in dem der Verlängerung angehörenden Mauerteile, also gar nicht im Bereich der alten Pfarrkirche; ihre Höhenlage über deren Fußboden braucht nicht auf eine Krypta zu weisen, sondern erklärt sich aus der durch sie hindurchführenden Treppe zum Schlafsaal des hier einst anstoßenden Klostergebäudes.

Schlußbetrachtung.

Nach diesen Vorgängen kann es keinem Zweifel unterliegen, daß der oben für 1148 nachgewiesene Beginn eines Erweiterungsbaus der Pfarrkirche zu Jerichow zu einer Basilika die gleichen Gründe und den gleichen Zweck hatte, wie der etwa 9 Jahre vorher ausgeführte zu Leitzkau, zumal urkundlich feststeht, daß der Konvent von Jerichow zunächst bei der Pfarrkirche angesiedelt wurde.

Was lehrt zunächst ihr Vergleich mit den dörflichen Backsteinkirchen dieser Zeit in unserer Mark? Sie bietet zwar in ihrer strengen Schlichtheit wenig an Kunstformen zum Vergleich dar, aber das Wenige, ja allein schon der durchweg aus kleinen Rundbögen gebildete Fries, spricht laut genug für die frühe Zeit. Die märkischen Kirchen der Uebergangszeit wie Plaue, Luckeberg (Schiff), ja schon das auf 1212 datierte Schönhausen und viele andere fügen zu dem einfachen Rundbogenfries stets entweder den verschlungenen, den zuerst die Klosterkirche an Chor und Schiff aufweist, oder den Dreiecks- und Rautenfries, der dann am Westbau mit den Türmen derselben zuerst auftritt; meistens wechseln sie in bunter Folge zwischen diesen verschiedenen Motiven ab. Daß diesen gegenüber der einfache Rundbogenfries hier die älteste Form darstellt, ist ohne weiteres klar; die Verwendung der anderen Friesformen an den um 1150 und nach 1200 erbauten Abschnitten der Klosterkirche gibt uns in Verbindung mit dem Backsteinformat eine Norm für die Datierung der von Jerichow beeinflußten Dorfkirchen, ja selbst für die Bauten eines weiteren Gebietes, das auch die Stadt Brandenburg in sich schließt.

Daß das Bauwerk kein bodenständiges Gewächs der märkischen Dorfkunst jener Zeit ist, das ersieht man schon an den schlankeren Verhältnissen, in denen es vom Boden aufwärtsstrebt; doch auch an manchem eigenartigen Zuge im einzelnen verrät sich der Bau als Fremdling. Für eine so frühe Zeit muß es doch Wunder nehmen, daß der Chor nicht in halbrunder Apsis schließt, noch weit mehr aber, daß der breite massige Westturm fehlt, der für unsere alten märkischen Dorfkirchen so bezeichnend ist und den wir auch schon in Leitzkau fanden. Zeigt aber nur noch eine von ihnen am Westgiebel Okulusöffnungen in so eigentümlicher Anordnung wie diese? Schließlich aber das Merkwürdigste: wie kommt dieser ausgesprochen spitze Triumphbogen gegen 1130 hier in der noch kulturfremden, von Wenden bewohnten, fast kirchenlosen Mark zustande? Auf alle diese Fragen gibt es nur eine befriedigende Antwort: hier sind fremde Einflüsse im Spiel gewesen! Das ist Arbeit von Vorposten, die in dieses fast noch aller Steinbauten bare Land vordrangen, das ist die Leistung einer fernen Kultur, die hier zum erstenmale Boden faßte und Wurzel schlug.

Wir haben diese Vorposten kennengelernt und wissen woher sie kamen. Prämonstratenser haben die stattliche Klosterkirche gebaut und ebenso ihr seit 1144 innegehabtes Provisorium, die Pfarrkirche des Ortes. Auch sie zeigt schon dieselbe Sorgfalt der neuen Technik wie jener Denkmalsbau, der nur in der Reife der Formen etwas vorgeschritten ist.

Man wende nicht ein, daß die Prämonstratenser als Kleriker dem Bauwesen zu fern gestanden hätten, um zu einer Uebertragung von Bauformen und Technik, wie sie hier angenommen worden, fähig zu sein. Demgegenüber müßte daran erinnert werden, daß die um diese Zeit neu aufblühenden geistlichen Orden sich nicht sowohl aus bereits geweihten Geistlichen oder Mönchen älterer Kongregationen zusammensetzten, sondern zum größten Teile aus zusammenströmenden Laien. Ueberdies nahm das Konversenwesen gerade damals einen gewaltigen Aufschwung, ja die Laien gehörten, wie wir aus den schriftlichen Ueberlieferungen ersehen, vielfach den vornehmen Kreisen an, denselben Kreisen, aus denen um jene Zeit auch die ersten Laienbaumeister häufig hervorgingen. Mittels der Konversen beherrschten die Prämonstratenser das baukünstlerische Schaffen im Lande für eine gewisse Zeit vollständig.

Wenn schon die Herstellung der Backsteine in der Tat keine ins Gewicht fallende Neuerung bedeutete, so können wir auch ohne weiteres in bezug auf die gewöhnlichen Architekturmotive des romanischen Stils wie Lisenen, Bogenfriese, Gewändeschrägen und dergleichen dasselbe annehmen. Auch sie sind nicht besonders bezeichnend für das Herkunftsland der Norbertiner. Anders verhält es sich mit der spitzen Form des Triumphbogens und der Grundrißanlage der Kirche, besonders dem Fehlen des Westturms und dem hier erst später gebräuchlich werdenden geraden Chorschluß.

Betrachten wir zunächst die Anlage und vor allem den geraden Chorschluß der Stadtkirche. Der Mangel einer Apsis war vor allem der Umstand, welcher seinerzeit Adlers Bedenken erregte, die Kirche dem 12. Jahrhundert zuzuteilen. Das in der Uebergangszeit hierzulande so häufige Auftreten dieses Typs der Chorbildung hat unseren Altmeister der Bauforschung verleitet, eine frühere Entstehungszeit als diese abzulehnen. Aber weit gefehlt, ihn aus der späten Zeit zu erklären, ist er vielmehr ein frühzeitiger Import vom Auslande und neben dem spitzen Triumphbogen nur als solcher zu verstehen.

Ueber das Woher? kann in diesem Punkte kaum ein Zweifel kommen. Der gerade Chorschluß hat mit den Kirchengrundrissen

Italiens nichts gemein. Häufig ist hingegen sein Auftreten im westgotischen Spanien, und selbst in Deutschland finden sich frühe Beispiele (Fulda, Petersbergkirche). In Italien herrschte von jeher die halbkreisförmige Apsis als Chorschluß. Ihre Einführung im 9. Jahrhundert nach Deutschland kann geradezu als ein Moment der römischen Renaissance unter Karl dem Großen betrachtet werden. Nichtsdestoweniger blieb der platte Chor noch vielfach bestehen. Nachdem sich dann die Halbkreisapsis hier allgemein eingebürgert hatte, sehen wir ihn noch 981 im Bau des Majolus zu Cluny und in einzelnen Beispielen aufleben, namentlich im allemannischen Gebiete (z. B. Hirsau St. Peter, Petershausen, Schaffhausen und Konstanz), dann aber im 11. und 12. Jahrhundert unter dem Einfluß strenger Ordensreformen weite Verbreitung finden. Der glühende Eifer der Prämonstratenser für Strenge und Einfachheit, der sich in dem rätselhaften Rechteckgrundriß der Kirche des Mutterklosters Prémontré äußerte, konnte sich in der Folgezeit nicht in der Weise stetig durchsetzen, wie bei den geistesverwandten Zisterziensern, hielt aber, wenigstens anfänglich, am rechteckigen Chor fest. Der praktische Hauptgrund für seine Anwendung, die Sparsamkeit, lag für die Prämonstratenser — namentlich in unseren Gegenden — in erhöhtem Maße vor; doch gab es auch in dem damals kulturell weit vorgeschrittenen Nordfrankreich und den benachbarten Gebieten bereits zahlreiche Chöre dieser Art.

Halten wir in der Heimat des Ordens, der Isle de France, Umschau, so zeigt sich, daß dort kleine Kirchen mit rechteckigem Sanktuarium nicht selten waren; von romanischen Kirchen mit plattem Chor führt de Lasteyrie (L'archit. relig. p. 534 Anmerk. [1]) die folgenden an: Nampf au-Val (Picardie), Beaufort-en-Sauterre (Somme), Ressons-le-Long, Saconin (Aisne), Montmille, Catenoy, Bellefontaine (Oise) usw. Für die zur Schule Franziens rechnende Pikardie gibt Enlart (L'arch. rom. d. la region Pic. p. 166) als ein typisches Beispiel der Landkirchen vom Ende des 11. Jahrhunderts die von Le Tronquoy an; ihr mit Gratgewölbe überdeckter Chor ist rechteckig. Auch die Ruine der Kapelle Saint-Waast in Ferté-Milon schließt gerade (Fleury, Mon. d. Départ. de l'Aisne III 56).

Ebenso hat die Prioratkirche Notre Dame d'Airaines in der Pikardie, die Enlart (p. 11) etwa 1120—40 ansetzt, also kurz vor unserer Jerichower Pfarrkirche, geraden Chorschluß und beiläufig schon Spitzbogengewölbe.

Im Departement Aisne, der engeren Heimat des Prämonstratenser-Ordens, sind die Landkirchen mit gerade geschlossenem Chor zahlreich (Fleury, Antiquités et Monuments du Départ. de l'Aisne), besonders aber — und das ist entscheidend für den Einfluß der Prämonstratenser in dieser Richtung — im Arrondissement Laon, bei welcher Stadt das Mutterkloster des Ordens, Prémontré, lag. Die Mehrzahl der Landkirchen der Kantone Neufchâtel und Sissone haben ebenfalls gerade geschlossenen Chor und im Kanton Laon selbst sind fast zwei Drittel der Dorfkirchen, nämlich 18, platt geschlossen gegen 13 mit halbrunden Apsiden. Gerade um Laon verallgemeinert sich der Typ besonders im 12. Jahrhundert; und das ist sehr erklärlich: sie nehmen den geraden Chorschluß nicht nur aus Sparsamkeit, sondern folgten damit auch dem Vorbilde der Mutterklöster der Prämonstratenser in und bei Laon: Prémontré (1122) und Saint-Martin (1124—31). Dieser Einfluß wirkte so stark, daß man selbst der im 12. Jahrhundert erbauten Kathedrale der Stadt noch nachträglich (in der ersten Hälfte des 13. Jahrhunderts) den geraden Chorschluß statt der früheren Apsis gab; sie war und blieb die einzige der Art in ganz Frankreich.

Auch die romanischen Kirchen Belgiens haben keine halbrunden Apsiden, sondern mehr oder weniger verlängerte rechteckige Chöre (Shayes I 260 und Lemaire, Orig. d. style goth. I 34 f).

Wenn wir nun einen solchen so frühzeitig und ausnahmsweise im Jerichower Lande antreffen, so kann uns das im Hinblick auf diese Tatsache nicht befremden, vielmehr bildet dieser Zug nur eine Bestätigung, daß der Grundriß der Kirche von Nordfrankreich beeinflußt und der Baumeister der Pfarrkirche ein Prämonstratenser war.

Wie sehr der Mangel eines Westturmes die Stadtkirche von allen bodenständigen Ortskirchen der Gegend unterscheidet, ist oben bereits hervorgehoben worden. Namentlich der breite Westturm, der im Niedersächsischen weit verbreitet ist und auch im Jerichower Lande (in Leitzkau schon 1114) später nicht selten auftritt, war an den kleinen Ortskirchen Frankreichs durchaus nicht üblich.

Es lohnt sich deswegen nicht, die weitgehende Verbreitung der turmlosen Westfront eingehender zu verfolgen; ich beschränke mich daher auf wenige kurze Angaben über das hauptsächlich interessierende Gebiet.

Daß kleine französische Kirchen den Vierungsturm bevorzugen und ziemlich allgemein turmlose Westfronten haben, darf als bekannt vorausgesetzt werden. Den gleichen Typ zeigen die kleinen Kirchen in dem von Laon und Soissons aus beeinflussten Teilen Belgiens, nämlich der Westen mit dem Hennegau. Auch für die hier im besonderen in Betracht kommende Gegend Frankreichs zwischen Paris, Laon und Beauvais kommt Mäkelt (Mittelalt. Landkirchen) zu dem Ergebnis, daß die Türme in romanischer Zeit in der Regel auf dem Ostende eines der Seitenschiffe, selten über dem Chor oder der Westfassade errichtet sind.

Ebenso entscheidend für die Richtung, in welcher der fremde Einfluß nach Jerichow gelangte, ist die Anwendung des Spitzbogens. Die Form weist entschieden eher nach Frankreich als nach Italien. Nur auf jenes, das Ursprungsland der Gotik, kann — unter Berücksichtigung der besonderen Verhältnisse unseres Falles — die Anwendung des Spitzbogens zurückgeführt werden. Man weiß, wie spät und widerstrebend die gotische Formenwelt unter der andauernd starken Nachwirkung der Antike und ihrem mittelalterlichen Abwandelungsstile in Italien Aufnahme fand; ja Viollet-le-Duc (Dict. VI 424 Anmerk.) spricht es unumwunden aus, daß die Italiener die eigentümlichen Funktionen des gebrochenen Bogens nie begriffen hätten, und dies herbe Urteil wird vom neuesten Bearbeiter der kirchlichen Baukunst Frankreichs, de Lasteyrie (p. 320 Anmerk.[2]), voll bestätigt.

Andrerseits wissen wir, daß der Spitzbogen in Burgund unter Vorangang von Cluny bereits seit dem 11. Jahrhundert neben dem Rundbogen üblich wurde, ja im 12. Jahrhundert bereits die Vorherrschaft gewann. Auch sogar die Anschlußbögen der Halbkuppeln der Apsiden sind zuweilen schwach spitzbogig (Klingenberg, Stadt- und Landkirchen in Burgund S. 90).

Im Heimatgebiet der Prämonstratenser, der Isle de France, sieht man mit dem Beginn des 12. Jahrhunderts bei den großen Arkaden den Spitzbogen erscheinen, dessen Gebrauch sich von dort schnell an die Ufer der Loire, in die Champagne und nach Artois ausbreitet, wo die ansehnliche Kirche von Lillers (Pas de Calais) in den großen Arkaden den gebrochenen Bogen zeigt, während alle anderen Bögen noch halbkreisförmig sind (R. d. Lasteyrie, l'arch. relig. p. 537).

Die beiden kleinen Rundfenster der Westfront (Abb. 18) zählen nicht gerade zu den geläufigsten Motiven der romanischen Baukunst, aber doch zu deren festem Bestande, und waren nicht nur in Italien und Spanien, sondern auch im Norden zu jener Zeit sehr beliebt. Aus einer Unzahl von Beispielen mögen hier nur einige für uns bemerkenswerte angeführt werden. Das uralte Motiv von Rundfenstern kleinen Maßstabes finden wir in dekorativer, spielender Anordnung schon vor Christi Geburt am Grabmal des Eurisace, wo drei Reihen solcher zu je vier übereinander stehen (Abb. in Rivoira II 410). Zu den ältesten in Deutschland nachweisbaren gehören die jederseits drei Okuli, die sich einst am Turm der Peterskirche zu Werden befanden (Effmann, Werden). Vorbildlich für weitere Gebiete wurden wohl die Rundfenster von Reichenau-Mittelzell und St. Remi in Reims. Hier finden sie sich in Reihen zur Erleuchtung der Schiffe (Anf. d. 11. Jahrh.). Im Zusammenhang mit diesem Vorkommen stand vielleicht ihre allgemeine Beliebtheit in Burgund. Sie befinden sich dort entweder im Giebel der Hauptfassaden, in der Abschlußmauer der Kreuzarme und des Chores oder in der Ostwand der Vierung über dem Choranschluß (Klingenberg, Burgund. Stadt- und Landkirchen S. 95).

Die zuletzt genannte Anordnung begegnet uns schon früh über der Apsis am Ostgiebel von Steinbach im Odenwald. In dieser Stellung zeigt sie auch unsere Klosterkirche in Jerichow. Daß die Prämonstratenser sie überhaupt gern anwendeten, ersieht man u. a. aus der Westfront der Leitzkauer Klosterkirche, aus der Westfront der Kirche des Mutterklosters Liebfrauen in Magdeburg, der dortigen Krypta, und aus ihrer Anwendung am Giebel des Refekturgebäudes, das jene um 1130 errichteten. Hier sehen wir die Okuli bereits in näherer Gruppierung mit den darunter befindlichen Rundbogenfenstern angeordnet. So weist auch dieses Motiv der Stadtkirche unmittelbar auf die Wirksamkeit der Magdeburger Prämonstratenser Bauleute hin.

Wenn also, wie oben gezeigt worden, die Prämonstratenser Konversen als die Träger bei der Uebertragung der Anlagen und der Bauformen erscheinen, so finden wir im vorstehenden auch die besonders hervorstechenden Eigentümlichkeiten der kleinen Jerichower Kirche diesem Ergebnis vollständig entsprechend als Eigenschaften der Bauten jener Gegend, aus der die Jünger Norberts nach der Mark kamen.

Ihr erster uns bekannter Backsteinbau Norddeutschlands zeigt sich noch frei von direkten spezifisch italienischen Einflüssen, die erst später stellenweise die märkische Backsteinkunst durchsetzen, und insofern kommt ihm trotz seiner Unscheinbarkeit eine kunstgeschichtliche Bedeutung zu, die bisher unterschätzt wurde.

Wir haben also in der Stadtkirche von Jerichow ein Bauwerk gefunden, welches das Material des Backsteins nicht nur in allbekannter Weise für rein technische Zwecke verwendet, sondern auch zur Herstellung von Kunstformen: architektonischen Gliederungen, Gesimsen und Zierformen verschiedener Art, wenn diese sich auch noch in dem Rahmen einer einfachen Formgebung halten, wie er dem herrschenden Stil der Zeit entspricht.

Das Verdienst aber, den Backsteinbau in die Mark eingeführt und durch eine Reihe von technisch und künstlerisch ausgezeichneten Kirchenbauten begründet zu haben, kann den Prämonstratensern nicht abgesprochen werden.

Über San Marco in Venedig, verwandte Bauten, die Goten und die Gotik.

Von Regierungs- und Geheimer Baurat **Priess** in Koblenz.



Abb. 1. San Marco in Venedig, Innenansicht etwa vom Haupteingange aus.

Leitwort: „S. Marco, historisch und künstlerisch betrachtet, ist die reichste Fundgrube der Geschichts- und Altertumswissenschaft. Während S. Marco den Ruhm Venedigs in sich verkörpert, ist es eines der vollständigsten Blätter im großen Buche der Geschichte vom frühesten Mittelalter bis auf unsere Tage. S. Marco ist nicht nur ein christliches und venetianisches Monument, sondern ein europäisches."

(Aeußerung eines ungenannten Italieners nach A. Wolf. „Die Markuskirche in Venedig und der englische Protest gegen die Neuaufführung ihrer Fassade." in Zeitschr. f. bildende Kunst herausgegeben v. v. Lützow, Leipzig, Jahrg. 1880.)

I. Der Umbau der ehemaligen Theodorskirche in Venedig zur jetzigen Markuskirche.

In den bisher in dieser Zeitschrift*) gebrachten Aufsätzen über die Markuskirche in Venedig sind mancherlei Einzelheiten derselben und vorzugsweise die Herkunft dieser Einzelheiten von den ravennatischen Bauten Theoderichs d. Gr. behandelt worden. Es erscheint daher jetzt an der Zeit, den Blick einmal auch auf das Ganze zu werfen und den gesamten Aufbau der Kirche nach seiner baulichen Entwicklung zu betrachten. Es wird hierbei die hervorragende Stellung dieses, im 11. Jahrhundert auf dem schlechtesten Baugrunde errichteten Gebäudes in bezug auf die Entwicklung des Werkwesens in der Baukunst noch ganz besonders zu berücksichtigen sein.

*) Jahrg. 1911, 14—16, 18, 20—22 d. Ztschr.

In Venedig brannte im Jahre 976 bei Gelegenheit eines Aufruhrs, der sich gegen einen mißliebigen Dogen erhob und der mit der Niedermachung desselben endete, die alte Hauptkirche der Stadt und der Republik, die an der Stelle der jetzigen Markuskirche errichtet gewesen war, ab. Die alte Kirche war nach Mitteilung des Dogen Dandalo, der im 14. Jahrhundert die Geschichte seiner Vaterstadt schrieb, sowie nach anderen venetianischen Schriftstellern von Narses, dem Besieger der Ostgoten und Eroberer Ravennas, im 6. Jahrhundert n. Chr. erbaut und dem heiligen Theodor gewidmet gewesen. In dieser Theodorskirche oder vielleicht in einer anstoßenden Kapelle wurden nach der Legende im Jahre 829 die Gebeine, welche als diejenigen des Evangelisten Markus angesehen wurden, und die damals von Alexandrien nach Venedig gebracht sein sollen, beigesetzt. Vielleicht sind bei dieser Reliquienübertragung auch einige kleinere Ergänzungsarbeiten an der alten Theodorskirche vorgenommen worden, im wesentlichen muß diese aber damals noch die alte geblieben sein; denn der Doge sagt von der Theodorskirche auf dem Rialto ausdrücklich, daß sie in den Mauern der jetzigen Markuskirche eingeschlossen sei.[1]) Setzen wir daher hier bei der Behandlung der Markuskirche es uns zunächst als Aufgabe, die alte Theodorskirche, die in den Mauern der jetzigen Markuskirche eingeschlossen sein soll, in den Hauptzügen wieder herauszufinden. Zu schwer erscheint diese Aufgabe nicht, wenn man den in Abb. 2 im wesentlichen nach dem Werke von Mothes[2]) aufgetragenen Grundriß ins Auge faßt. Hierbei er-

[1]) Andreae Danduli, Venetorum ducis, chronicon venetum bei Muratori Script. rer. italic. Bd. XII: Narses . . . in Rivoalto duas construxit ecclesias, unam in honorem sancti Theodori martiris, quae hodie infra moenia ecclesiae sancti Marci inclusa est, et aliam . . .

[2]) Die Baukunst des Mittelalters in Italien, Jena 1884 S. 793.

gibt sich für ein einigermaßen geschultes Auge sofort, daß in der jetzigen gewölbten, kreuzförmigen Markuskirche die verhältnismäßig schwachen Mauern einer ehemals balkengedeckten Langkirche, einer sogenannten Basilika, enthalten sind, wie sie etwa zu Narses Zeit im ravennatisch-venetianischen Tieflande mehrfach gebaut wurden, und wie sie uns z. B. noch in den beiden Apollinariskirchen in Ravenna und seiner Vortsadt Classis erhalten sind. Bevor wir uns diesem Grundrisse und dem Umbau näher zuwenden, müssen jedoch hier zunächst noch die wenigen geschichtlichen Angaben gebracht werden, die uns über den Bau der eigentlichen Markuskirche überliefert sind.

Zwar soll schon der Doge Pietro Orseolo, der im Jahre 976 nach dem Brande der alten Kirche und der Niedermachung des vorigen Dogen das Haupt der Republik wurde, sofort von seinem Regierungsantritte an die alte, abgebrannte Kirche notdürftig wieder instand gesetzt und ferner Mittel gesammelt haben, um einen herrlichen, der jungen Republik würdigen Neubau zu errichten. Trotzdem hat man nach Mitteilung Dandolos erst unter dem Dogen Domenico Contarini (1043—1069) begonnen, der Markuskirche diejenige Form zu geben, in der man sie heute sieht[3]). Hiernach wird der Beginn des Neubaues in der jetzigen Form von vielen in das Jahr 1043, von Mothes aber erst um 1052 angesetzt. Erst im Jahre 1071, also 95 Jahre nach dem Brande, wurde dann die neue Kirche im Rohbau vollendet und darauf in weiteren 23 Jahren bis 1094, in welchem Jahre die Kirche geweiht wurde, mit der kostbaren Bekleidung von Marmorplatten und Goldmosaik versehen, die wir heute noch bewundern. In der Zeit der Gotik, etwa zwischen 1250 bis 1420, wurde dann das Aeußere des Gebäudes mit reichen Ziergiebeln, Fialen und Baldachinen herausgeputzt, und bis auf die Zeiten der Renaissance und Tizians, ja bis heute, wird noch an den Mosaiken und anderen Einzelheiten weitergearbeitet und geändert.

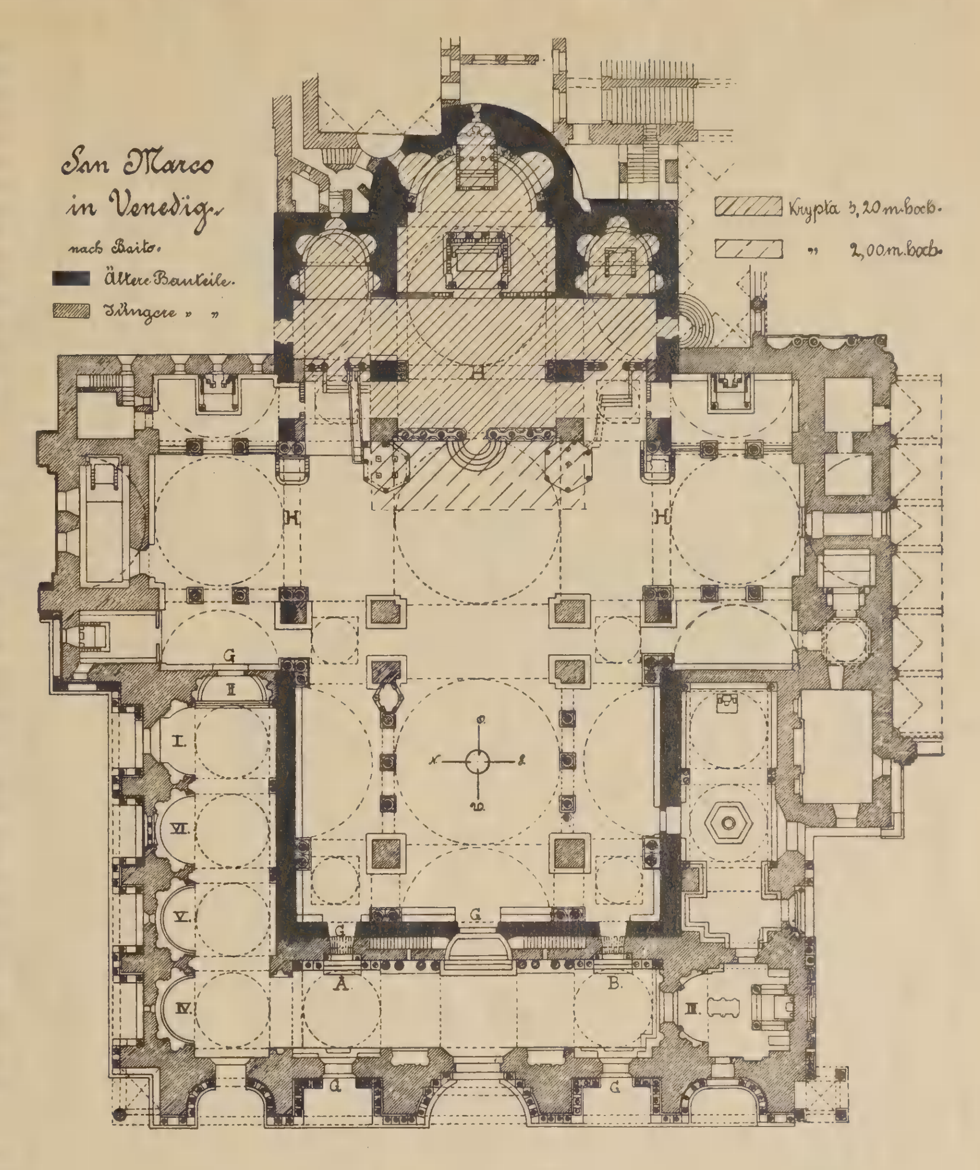


Abb. 2. Grundriß von San Marco in Venedig.

Man wird sich nun fragen, wie es kommt, daß in der glänzenden, aufstrebenden Republik trotz des dringenden Wunsches eines hervorragenden Neubaues an Stelle der alten abgebrannten Kirche doch erst im Jahre 1043 oder 1052, also 70 bis 80 Jahre nach dem Brande, mit dem Neubau in der jetzigen Form begonnen wurde. Vielleicht werden politische Verhältnisse an dieser Verzögerung auch mit schuld gewesen sein, denn die neue Republik konnte lange Zeit noch nicht recht zur Ruhe kommen. Auch die Furcht vor einem Weltuntergange im Jahre 1000, die ein massives Bauen als Ueberhebung erscheinen ließ, und die auch anderswo vielfach zurückhaltend auf die Baukunst eingewirkt hat, mag bei der Erneuerung dieses, so nahe vor der Jahrtausendwende abgebrannten Baues hemmend gewirkt haben. Aber die baulichen Verhältnisse haben hierbei sicherlich auch ein entscheidendes Wort mitgesprochen. Man wollte offenbar, wie dies der Grundriß nachweist, an Stelle der alten balkengedeckten Kirche einen gänzlich gewölbten Neubau errichten, damit er nicht wieder, wie der alte, abbrennen konnte. Berücksichtigt man aber, daß die Planung dieses großartigen, mit Kuppelgewölben abgedeckten Um- und Erweiterungsbaues am Ende des 10. oder in der ersten Hälfte des 11. Jahrhunderts stattfinden mußte, also zu einer Zeit, als man in Westeuropa große gewölbte Gebäude seit Jahrhunderten überhaupt kaum ausgeführt hatte, so werden einem die sich ergebenden Schwierigkeiten schon einigermaßen klar. Als ungemein erschwerend kommt aber noch hinzu, daß dieser gewölbte Neubau auf dem schlechtesten Baugrunde, den man sich nur denken kann, auf angeschwemmtem Boden und sumpfigem oder morastigem Untergrunde errichtet werden mußte. Man war daher gezwungen, die Mauern alle auf Pfahlrost zu setzen, wie dies in Ravenna schon von den Zeiten der Römer her üblich war.[4]) Für die Markuskirche wird die Ausführung auf Pfählen durch den Schnitt durch die Grundmauern (Abb. 3) angegeben. Diese Abbildung ist gleichfalls dem Werke von Mothes entnommen, der sie seinerseits wieder von Boito hat. Bei diesem Umbau waren ferner die neuen Mauern auf Pfahlrost unmittelbar neben den alten zu errichten, bei denen sich im Laufe von 500 Jahren das Mauerwerk, der Pfahlrost und der Baugrund schon ausreichend gesetzt hatte. Also eine ungemein schwierige Aufgabe, deren Lösung, wenn sie heute wieder vorkommen sollte, von manchem Baumeister der Neuzeit trotz aller Fortschritte im Werkwesen der Baukunst wohl als überhaupt unausführbar bezeichnet werden würde. Eine weitere, allerdings geringere, aber für den Bau doch bedeutungsvolle Schwierigkeit bestand dann noch darin, daß die Fußbodenhöhe der alten Theodorskirche beim Umbau nicht beibehalten werden konnte. Denn die alte Theodorskirche war, als sie abbrannte, schon über fünfhundert Jahre alt, und in alten Städten hebt man allmählich im Laufe der Jahrhunderte das Straßenpflaster, wie dies Troja, Rom, Trier und andere alte Städte beweisen mögen. Die venetianischen Baumeister sahen sich daher am Ende des 10. und im Beginn des 11. Jahrhunderts bei Planung ihres großartigen Neubaues ganz gewaltigen, schier unüberwindlich erscheinenden Schwierigkeiten gegenübergestellt. Prüfen wir, wie sie diese bei der Ausführung des heute noch dauernden, wunderherrlichen Bauwerkes zu überwinden verstanden, und lassen wir uns zu diesem

[3]) Der Doge Dandolo sagt hierüber a. a. O.: Edes D. Marci caepta est reparari in eam formam, qua nunc visitur, non sub Dominico Silvio, sed sub Dominico Contareno.

[4]) Nach dem Bericht von Plinius, vgl. Götz, Ravenna, Leipzig 1913 S. 16.

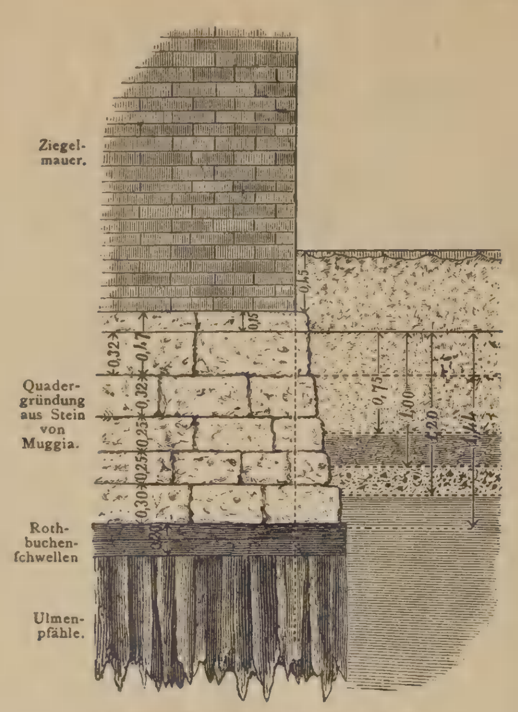


Abb. 3. Gründung von San Marco.
(Nach Mothes.)

Zweck erst einmal von dem Grundriß näher berichten, welches Bauprogramm von dem Neubau zu erfüllen war.

Der Grundriß gibt, wie gesagt, dem betrachtenden Auge sofort an, daß eine alte dreischiffige Langkirche mit reicher Choranlage unter ehrfurchtsvoller Wahrung der Mauern des alten Baues bedeutend erweitert werden sollte. Als die alte Theodorskirche zu Narses Zeiten, etwa um 555, erbaut wurde, sollte sie als Hauptkirche für eine kleinere Fischer- und Handelsstadt an dieser Stelle dienen. Als diese alte Kirche aber 976 abbrannte, war das Städtchen auf dem Rialto inzwischen herangewachsen und seit 809 zum Vorort eines Bundes erwählt, dessen Herzog, dux, duca oder Doge hier seinen Sitz hatte. Die Stadt hat damals erst den Namen Venetia erhalten, und war auf dem Wege, zur ersten Handelsstadt des Mittelalters emporzublühen. Dementsprechend ergibt sich von selbst das Bauprogramm, daß die alte Hauptkirche jetzt sehr erweitert werden mußte. Es geschah, dies, wie der Grundriß (Abb. 2) nachweist, unter sorgfältiger Schonung des Alten durch die Anfügung zweier Kreuzflügel an die alte Langkirche. Die Abbildung gibt den Grundriß unter der Emporenhöhe, wo an den Süd- und Nordwänden der neuen Kreuzflügel unbedeutende Nebenräume angeordnet sind. Im Obergeschoß muß man sich dagegen die Lichträume der beiden neuen Kreuzflügel über den Nebenräumen ganz bis an die Außenwände, wie beim westlichen Flügel, durchschießend denken. Es ist dies durch Einzeichnung der großen Schildbögen, mit denen die Gewölbe an die Außenmauern anlaufen im Grundriß punktiert angedeutet, indem in der üblichen Weise die Schildbögen der Tonnengewölbe in die Horizontalprojektion hinabgeschlagen worden sind.

Eine unbedingte Forderung für den Neubau war ferner die, daß er feuersicher abgedeckt sein mußte, damit er nicht wieder, wie der alte Bau, abbrennen konnte. Er wurde daher in meisterhafter und für das 11. Jahrhundert erstaunlich geschickter Weise durch fünf Kuppeln überwölbt. Diese Kuppeln üben selbstredend einen bedeutenden Seitenschub aus, und um diesen Schub schon längst über den Köpfen der tragenden Pfähle gänzlich zunichte zu machen — da an dieser Stelle durchaus kein Seitenschub auftreten darf; er würde hier wie an einem Hebelsarm wirken —, wurden die, die Kuppeln tragenden Gurtbögen von ganz außerordentlicher Breite gewählt. Oestlich und westlich von der Vierung sind diese Gurtbögen etwa 5,50 nördlich und südlich sogar 8,50 m breit ausgeführt. Sie sind daher eigentlich schon mehr als Tonnengewölbe, denn als Gurtbögen zu bezeichnen und erscheinen durchaus geeignet, in ihrer Breite dem Seitenschube der Kuppeln wirksam zu widerstehn. Diese breiten Gurtbögen mußten nun aber ihrerseits wieder auf ebenso breiten Pfeilern aufruhen. Wir sehen daher die Ecken der Vierung mit vier gewaltigen Pfeilern von je etwa 5,50 zu 8,50 m Grundfläche zum Tragen dieser Gurtbögen ausgestattet. Je zwei ähnliche Pfeiler sind an den äußeren Ecken des Westflügels und der beiden Kreuzflügel zum Tragen der daselbst zu gleichen Zwecken verwendeten, breiten Gurtbögen angeordnet. Aber diese zehn gewaltigen Pfeiler sind nicht etwa massiv ausgeführt. Es würde dies nicht nur eine überflüssige Materialverschwendung, sondern auch eine ganz unzulässige Belastung des schlechten Baugrundes und ein plumpes und schweres Aussehen des Innern der Kirche ergeben haben. Die zehn Haupttragepfeiler sind vielmehr in richtiger Weise als Hohlpfeiler ausgebildet und in je vier kleinere Pfeiler von etwa 1,75 zu 2,25 m Querschnitt auf-

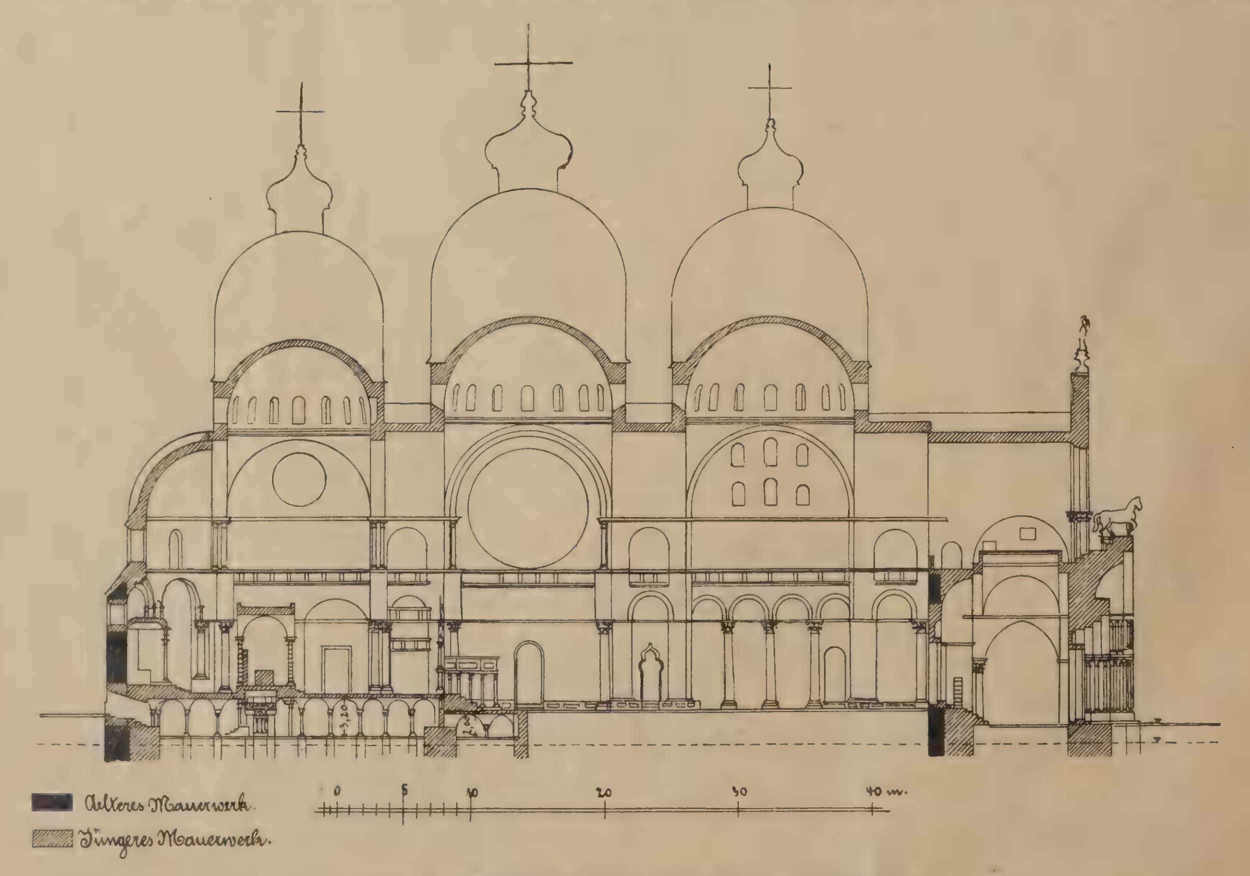


Abb. 4 Längsschnitt durch San Marco in Venedig.

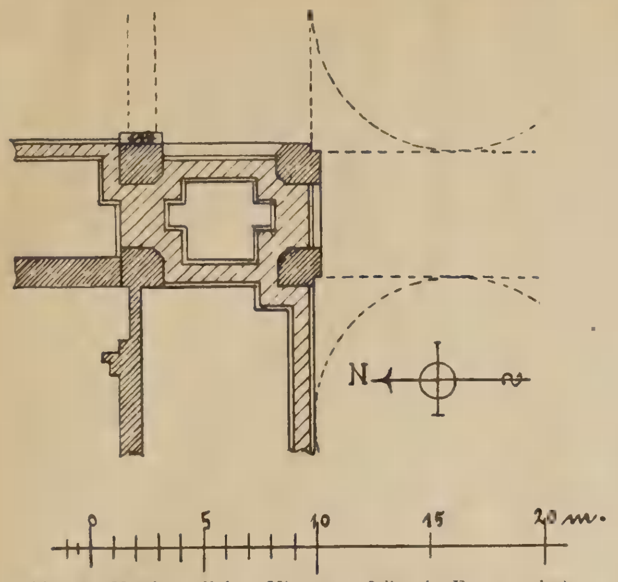


Abb. 5. Nordwestlicher Vierungspfeiler in Emporenhöhe. (Der Laufgang ist schraffiert angegeben.)

gelöst worden, wie dies Abb. 2 nachweist. Sollten hier wirklich die im Zuge der alten Außenmauern liegenden kleinen Pfeiler zur einen Hälfte aus altem, zur anderen aus neuem Mauerwerk bestehen, wie dies die Abbildung nach Mothes angibt, so wäre dies ein fast unerlaubtes Wagnis. Die je vier kleineren Pfeiler eines Hauptpfeilers sind dann zunächst in halber Höhe (vgl. Abb. 4) durch Bögen miteinander verbunden, und es zieht sich über diesen in der Höhe, in welcher am Ende der beiden Kreuzflügel und in den beiden Nebenchören Emporen angeordnet sind, ein schmaler Laufgang um und durch diese Pfeiler, wie dies in Abb. 5 für den nordwestlichen Vierungspfeiler im Grundriß näher angegeben ist. Dann aber sind diese kleinen Pfeiler zum zweiten Male oben, unterhalb der Kämpferansätze der großen Gurtbögen oder Tonnengewölbe durch kleinere Gurtbögen (vgl. Abb. 2 und 4) miteinander verbunden, die kleine Hängekuppeln tragen, so daß in dieser Höhe der ganze widerstandsfähige Pfeilerquerschnitt von 5,50 zu 8,50 m wiederhergestellt ist. Wie luftig und durchsichtig die Haupttragepfeiler nach ihrer Auflösung in kleinere Pfeiler wirken, mag man aus der Ansicht (Abb. 6) entnehmen, wo sich drei dieser Hauptpfeiler in verschiedenen Ansichten zeigen. Links hat man den Eindruck, als sähe man durch das Seitenschiff einer Kirche ziemlich frei hindurch, während man in Wirklichkeit durch den nordwestlichen Haupttragepfeiler der Vierung hindurchblickt.

Bei den Bögen, die die Oeffnungen der Hauptpfeiler in zwei Geschossen abschließen, waren die entwerfenden Baumeister an verschiedenen Stellen in der Höhe stark beschränkt. Die Meister des elften Jahrhunderts halfen sich hier, wie es ihnen in jedem einzelnen Falle gerade paßte. Rechts auf Abb. 6 sieht man daher im Obergeschoß annähernd einen Rundbogen, darunter einen Stichbogen, links im Hintergrunde wieder Stichbögen und davor im Vordergrunde zwei Bögen, die an gedrückte Spitzbögen erinnern , bei denen aber die Spitze durch einen Zirkelschlag ausgerundet ist, und die auch nicht senkrecht, sondern schräg ansteigend auf den Kämpfern aufsitzen. Der Längsschnitt (Abb. 4) zeigt an den besprochenen Stellen neben einfachen Halbkreis- und Stichbögen, auch noch gestelzte Halbkreisbögen. Man machte also hier schon im elften Jahrhundert die Erfahrung, daß Spitzbögen zweckmäßig sind, um Oeffnungen von verschiedener Breite mit Bögen gleicher Höhe einzuwölben.

Für die Hauptpfeiler der Kirche, die in der eben beschriebenen Weise in Hohlpfeiler aufgelöst waren, war nun auf der Rückseite in der Richtung, in welcher der Schub der vier breiten Gurtbögen oder Tonnengewölbe der Vierungskuppel wirkt, eine Abstützung in halber Pfeilerhöhe ganz notwendig. Diese Abstützung wurde durch eine Bogenverstrebung erreicht, indem in die großen Bogenöffnungen der drei westlichen Flügel je vier kleine Rundbögen auf drei Säulen (vgl. den Schnitt Abb. 4, im nördlichen und südlichen Kreuzflügel sind es nach dem Grundrisse nur je 3 Bögen auf

Abb. 6. San Marco in Venedig, Blick durch den nordwestlichen Vierungspfeiler.

2 Säulen) angeordnet wurden. Diese Bogenverstrebung trägt zugleich in sehr zweckmäßiger Weise den oben schon erwähnten schmalen Laufgang, der in der Höhe des Emporenfußbodens den westlichen Teil der Kirche durchzieht. Die Abstützung der Pfeiler durch diese Bogenverstrebung wirkt vor allem auch einem etwaigen außergewöhnlichen Schube entgegen, dem diese Pfeiler infolge von Versackungen bei dem schlechten Baugrunde vielleicht einmal ausgesetzt sein könnten. Sollten die Pfeiler aber aus demselben Grunde jemals das Bestreben zeigen, sich in umgekehrter Richtung zu bewegen und in die Lichtweite der Hauptbögen hinein auszubauchen, so werden sie hieran durch gewaltige Eisenanker gehindert, die über die ganze Bogenbreite hinweg über dem Fußboden der genannten Laufgänge angeordnet, und die mit großen Keilschlössern versehen sind, um sie bei Bedarf nachspannen zu können. Jedem, der von den genannten Laufgängen aus das Kircheninnere von erhöhtem Standpunkte und die Goldgrundmosaiken der Gewölbe in größerer Nähe bewundert hat, werden diese Anker im Gedächtnis sein, denn man pflegt auf den schmalen und dunklen, beiderseits durch geschlossene Brüstungsplatten eingefaßten Laufgängen über dieselben zu stolpern. Die Abstrebung und Verankerung der Pfeiler gegen Druck und Zug ist bei dem schlechten Baugrunde als eine sehr richtige und wohlüberlegte Maßnahme zu betrachten, und zwingt in ihrer einfachen, wie selbstverständlich erscheinenden Ausführungsweise durch die Bogenverstrebung und die Eisenanker zur größten Hochachtung diesen Baumeistern des 11. Jahrhunderts gegenüber.

Das Innere der Markuskirche ist, wie der Grundriß (Abb. 2) nachweist, dann durch fünf Kuppelgewölbe abgedeckt, die auf quadratischer Grundfläche über Hängezwickeln (Pendentivs) errichtet sind. Den Meistern des 11. Jahrhunderts mag hierbei die Apostelkirche in Konstantinopel, eine Zeitgenossin der Hagia Sophia, als Vorbild gedient haben. Sie ist inzwischen abgebrochen, wird aber nach alten Beschreibungen als Kreuzkirche mit 5 Kuppeln geschildert.

Von den fünf Kuppeln der Markuskirche mußten naturgemäß die über der Vierung und die über dem Westflügel gelegene die Lichtweite des Mittelschiffes der alten Theodorskirche von rd. 12,50 m als Durchmesser beibehalten. Die Kuppel über dem Chor ist dagegen auf rd. 10,50 m, und diejenigen über den beiden Kreuzflügeln sind auf 9,50 m Durchmesser in sehr geschickter Weise dadurch eingeschränkt worden, daß unter den großen tonnengewölbartigen Gurtbögen der Vierung nach den Flügeln zu noch 1,50 m breite, besondere Gurtbögen, die im Grundriß (Abb. 2) mit dem Buchstaben H bezeichnet sind, auf vorgesetzten gekuppelten Säulenpaaren angeordnet werden.[5]) Die Verminderung der Lichtweiten der über den Flügelarmen gelegenen Kuppeln um 2 bis 3 m ist eine werklich sehr richtige Maßnahme, um nach den Außenteilen des Gebäudes hin die sich ergebenden Horizontalschübe zu vermindern. Beim Westflügel wurde dagegen ein etwa noch verbleibender Horizontalschub durch Verstärkung der westlichen Außenwand auf 3 m Breite wirksam bekämpft. Die durch eine so starke Mauer sich ergebende zu große Bodenbelastung wurde dann aber wieder durch Aushöhlung der Mauer für Treppenanlagen nach ähnlichen Grundsätzen wie bei den Hohlpfeilern der Vierung schadlos gemacht. Das Mittelstück der Westmauer ist außerdem noch auf das wirksamste dadurch abgesteift, daß das innere 5,50 m lange Tonnengewölbe hier noch um 11 m weiter bis an die Außenwand der Vorhalle vorgezogen worden ist, wie dies der Längsschnitt (Abb. 4) ersehen läßt.

Durch alle diese Maßnahmen wurden die schwachen Außenmauern der ehemaligen Theodorskirche, die wie die anderen alten Basiliken Italiens nur eine Balkenlage oder unmittelbar die Sparrenlage als obere Abdeckung gehabt haben kann, in wirksamer Weise vor auftretenden Schubkräften teils überhaupt bewahrt, teils gegen sie abgesteift. Eine weitere sehr wesentliche Absteifung dieser Mauern wurde aber dann noch dadurch erreicht, daß die ganze Westhälfte des Baues im unteren Teile durch eine gewölbte Vorhalle umgeben und dadurch abgestützt wurde. Im Zuge dieser Vorhalle wurde an der Südwestecke des Baues eine Kapelle, die jetzige Capella Zeno (vgl. den Grundriß Abb. 2 bei Ziffer III) entweder neu geschaffen, oder wenn sie etwa schon vorhanden war, geschickt eingegliedert. Die Verwendung von sechs Conchen aus der ehemaligen Königshalle Theoderichs des Gr. in Ravenna, jetzt S. Vitale genannt, zu dieser Vorhalle, die im Grundriß (Abb. 2) mit den Zahlen I bis VI bezeichnet sind, ist früher schon behandelt worden.[6]) Auch geht die Verwendung gedrückter Spitzbogen bei dieser Vorhalle, die wieder oben eine Ausrundung der Spitze zeigen, aus früher schon gegebenen Abbildungen dieser Vorhalle[7]) deutlich hervor. Für diese querliegenden, annähernd spitzbogigen Gurtbögen von 6 bis 7 m Spannweite sind, wie der Grundriß nachweist, dann sehr ausreichende Widerlager von einer Pfeilertiefe, die der Lichtweite der Gurtbögen etwa gleichkommt, zwischen halbkreisförmigen und rechteckigen Ausnischungen von den vorsichtigen Baumeistern in sehr geschickter Weise geschaffen worden. Durch diese Ausnischungen werden die Außenwände der Vorhalle, die etwa 6 m stark und, wie der ganze Bau, auf Pfahlrost ausgeführt sind, wieder so erleichtert und die im Gebäude auftretenden Druck- und Schubkräfte werden über eine so breite Fläche verteilt, daß der schlechte Untergrund den an ihn zu stellenden Anforderungen bis dahin ausreichend genügt hat. Durch die Vorhallen selbst wird der Baugrund nur in geringerer Weise belastet. Wie aber eine geringe Bodenbelastung außerhalb der Haupttragemauern des Gebäudes in diesem Falle von großem Wert ist, werden wir gleich näher darzulegen haben. Die Schauseiten der Außenwände der Vorhalle sind dann auf das reichste mit Architekturresten, Säulchen, Bögen, Nischen, Portalen usw. ausgestattet, die, wie in den früheren Aufsätzen ausgeführt ist, von den Bauten Theoderichs des Großen in Ravenna entnommen sind.

In bezug auf die Druckverteilung der von dem Untergrunde bei der Markuskirche aufzunehmenden Baulasten sei noch darauf hingewiesen, daß die meisten aufgehenden Mauern und Pfeiler der Kirche und der Vorhalle innen und außen unten mit steinernen Bänken oder gar noch mit einer ebensolchen Fußbank davor umzogen sind (vgl. Abb. 2, 4, 6). Bänke sind zwar bei jedem Kirchenbau brauchbar; diese steinernen Bänke und Fußbänke werden aber in erster Linie als dazu bestimmt anzusehen sein, um schon über den eigentlichen Fundamentmauern den Mauer- und Pfeilerfuß soviel wie möglich zu verbreitern und hierdurch den Druck der Lasten auf größere Flächen zu verteilen.

Dasselbe, was auf der westlichen Hälfte des Baues durch die Vorhallen und Nebenräume erreicht worden ist, wurde auf der östlichen dadurch geschaffen, daß die Sakristei und Teile des Dogenpalastes mit Treppenhäusern, Vorhallen und Gängen ganz an die Markuskirche herangebaut wurden und sie an vielen Stellen abstützend förmlich einhüllen, wie dies Abb. 2 zeigt.

Durch diese Umbauung wird aber nicht nur eine Abstützung der Mauern des Hauptbaues gegen Gewölbeschub erreicht, sondern noch etwas anderes sehr wichtiges. Beim Bauen auf schlammigem oder moorigen Untergrunde hat sich häufiger, wie z. B. am Nordostseekanal und in Ostpreußen, die Erscheinung gezeigt, daß das ganze Gebäude oder einzelne Teile desselben allmählich tiefer in den Baugrund einsinken. Die unter den Fundamenten befindlichen, seitlich ausweichenden Erdmassen treiben hierbei die unbelasteten Erdmassen neben den Gebäuden in die Höhe, und dieser Auftrieb des Baugrundes zeigt sich sonderbarerweise in regelmäßigen Bodenwellen. Solche Bodenwellen finden sich auch an und in der Markuskirche sowie bei benachbarten Gebäuden noch jetzt zuweilen vor, und jedem Besucher der Kirche fällt es auf, wie der kostbare Fußboden aus Marmormosaik vor allem im West- und in den Kreuzflügeln sich in regelmäßige Wellen von etwa 2 m Wellenlänge (von Berg zu Berg gemessen) und 10 bis 15 cm Höhe gelegt hat. Dieser Fußboden wird nach der Aehnlichkeit mit einem wogenden Meere daher vielfach kurz das Meer, il mare, genannt. Nach einer Reihe von Jahrzehnten muß er stückweise immer wieder gradegerichtet werden, was trotz aller Sorgfalt und Kunst der in Mosaikarbeiten so geschickten italienischen Arbeiter doch nicht ohne wesentliche Schädigung dieser kostbaren Fußböden abgeht. Das beste Mittel, um einen derartigen Bodenauftrieb zu verhindern, ist aber, daß man neben die schwerbelasteten Bauten und Bauteile zwecks Bodenbelastung leichtere Bauten setzt, wie dies bei der Markuskirche durch den Anbau der Vorhalle und anderer Bauten geschehen ist.

Wenden wir uns nun der Choranlage der Markuskirche zu, so ist für diesen Teil des Baues die oben schon erwähnte Höherlegung des Pflasters der angrenzenden Straßen und Plätze von besonderer Wichtigkeit. Nach der Schnittzeichnung (Abb. 3) ist das äußere Pflaster im Laufe der Zeiten um mindestens 0,47 + 0,45 = 0,92 m aufgehöht worden. Nach anderen Nachrichten beträgt die Aufhöhung in zwei Absätzen sogar 1,50 m. Die Aufhöhung war nötig, da der Spiegel der Kanäle sich im Vergleich zum Gebäude hob. Ob dies nun dadurch veranlaßt wurde, daß der gesamte morastige Untergrund der Stadt und das Gebäude mit ihm sich im Laufe der Jahrhunderte immer noch etwas setzte und senkte, oder ob die Anschlemmung immer neuer Schlick- und Sandmassen durch die, in die venetianische Ebene einströmenden Alpen- und Appennineinflüsse eine Aufhöhung sowohl der Sohle wie des Wasserspiegels der Lagunen veranlaßt, oder ob beides der Fall ist, braucht hier nicht näher untersucht zu werden.[8]) Als die Venetianer im 11. Jahrhundert ihre neue

[5]) Die vorgesetzten Paare von Säulen bzw. Pfeilern (achteckig) sind gut zu ersehen aus Abb. 19 in Jahrg. 1914 d. Ztschr. S. 294.

[6]) Jahrg. 1914 d. Ztschr. S. 702. ff.

[7]) Jahrg. 1911 d. Ztschr. Abb. 1 u. 2 auf Bl. 5.

[8]) Ueber das Steigen des Wasserspiegels vgl. z. B. Giovanni Stringa, Della vita et apparitione di S. Marco, Venetia 1601 Seite 46. Er stellt fest, daß die Gondeln unter den Brücken Venedigs, nachdem die alten Holz- und Klappbrücken durch feste steinerne ersetzt waren, infolge des Steigens des Wasserspiegels nicht mehr hindurchgingen. In der Poebene laufen jetzt viele Gewässer, bei denen der Spiegel oder gar die Sohle höher als das umgebende Land liegt, in künstlichen Betten zwischen Dämmen dahin.

Kirche bauten, mußten sie daher naturgemäß auch den Fußboden der alten entsprechend aufhöhen. Daß unter dem Fußboden der jetzigen Kirche noch ein alter nachzuweisen ist, findet sich daher zuweilen angegeben[9]). Im Chor wurde dagegen zur Aufhöhung ein Untergeschoß, eine Krypta, angeordnet (vgl. Schnitt Abb. 4), indem die alte Fußbodenhöhe für diese Unterkirche annähernd beibehalten, der eigentliche Chorfußboden dagegen durch Gewölbe um rd. 3 m in die Höhe gerückt wurde. Vielleicht ist auf diese Weise die erste eigentliche Kryptenanlage hier im 11. Jahrhundert entstanden, denn die bescheidenen sogenannten Konfessionen in Ravenna aus dem 6. Jahrhundert sind kaum als Krypten zu bezeichnen. Der Grundriß der venetianischen Krypta (Abb. 6) weist dementsprechend nach, daß die Außenmauern von oben mit allen Nischen und Pfeilervorlagen nach unten in die Krypta hinein durchschießen[10]). Die Grundfläche des ganzen dreischiffigen Raumes ist dann durch Reihen kleiner Säulen, die bald näher bald ferner voneinander stehen und sich den vorhandenen Maueröffnungen und Lichtweiten sehr geschickt anpassen, aufgeteilt und durch gurtbogenlose, teils quadratische teils rechteckige Kreuzgewölbe überdeckt worden. Die Belastung des Baugrundes in engen Abständen durch die kleinen Säulen wird hier schon dem oben geschilderten Auftrieb desselben ausreichend entgegenwirken. Sollte er sich trotzdem einmal geltend machen, so würde er nur den gewöhnlichen Fußboden der Krypta, nicht den kostbaren des Chors schädigen. Die Unterwölbung erscheint also auch in dieser Hinsicht zweckmäßig und sie ist darum wohl auch bis unter die Vierung der Kirche ausgedehnt worden, wo sich für Menschen unbenutzbare Räume von nur etwa 1,80 m lichter Höhe im Gewölbescheitel vorfinden, deren Zweck schon viel Kopfzerbrechen veranlaßt hat. Diese ganz niedrigen Räume sind aus dem Schnitt Abb. 4 zu ersehen. Im Grundriß Abb. 2 sind sie durch weitere, der höher gelegenen Chorfußboden durch engere Schraffierung angedeutet[11]). Wenn man nun den Fußboden der alten Theodorskirche beim Umbau zur jetzigen Markuskirche teils etwa um 1, teils um 3 m höher legte, so mußte man auch das Kircheninnere nach oben hin naturgemäß entsprechend erhöhen, zumal da mit der weiteren Entwicklung der Baukunst meistens schlankere Verhältnisse für das Innere und Aeußere der Bauten erstrebt werden. Mit der Höherlegung der Decke mußte dann aber auch das, die ehemalige Hauptapsis abdeckende Halbkuppelgewölbe in die Höhe gerückt werden. Man führte diese aus, indem man oben auf die alte ausgenischte Wand eine schwächere von nur 1,50 m Stärke setzte, wie dies der Schnitt (Abb. 4) nachweist. Gleichzeitig wurde aber auch die Lichtweite der Apsis eingeschränkt, zunächst um einen ersten Absatz gemäß der oben geschilderten Durchmessereinschränkung der Chorkuppel (vgl. Grundriß Abb. 2), dann aber noch um einen zweiten Absatz, indem man der Apsismauer innen drei Bögen auf vier Paar gekuppelter Säulen und Pfeiler vorlegte.[12]) Außen wurde die Wand dann in halber Höhe schräg abgedeckt. Man sieht aus Abb. 4, wie günstig jetzt die Drucklinie der Apsishalbkuppel verlaufen muß. Der Durchmesser dieser Halbkuppel ist durch die genannten Maßnahmen von rd. 12,50 auf 9,50 m, also recht wesentlich, eingeschränkt worden. Auch im Grundriß der Krypta (Abb. 7) ist die nachträgliche Verstärkung der Apsismauer durch Vorsetzung einer inneren Wand deutlich zu ersehen, indem diese Mauer im Vergleich zu den übrigen eine sehr große Stärke zeigt und die feinere Gliederung auf der Innenseite durch Nischen und Pfeilervorlagen ganz verschwunden ist. Ferner springen beim Beginn der Rundung plötzlich Absätze nach innen hin vor, und die, durch eine Linie angegebene Vorderkante der Bank ist in ganz unregelmäßiger, die nachträgliche Ausführung der Arbeit klar kennzeichnender Weise nach innen hin schräg vorgezogen worden.

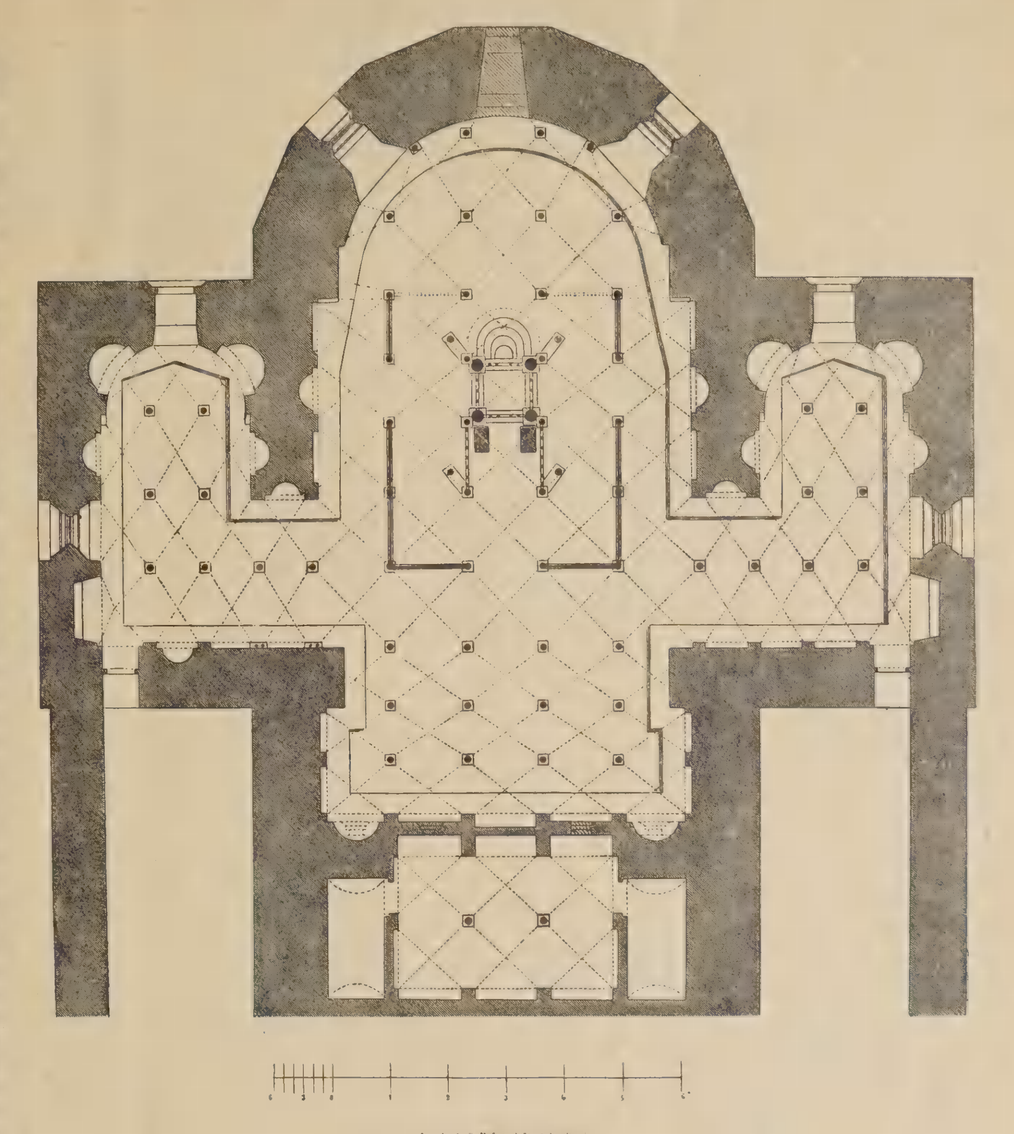


Abb. 7. Grundriß der Krypta von San Marco in Venedig. (Nach König und Schwengberger.)

Die beiden Nebenapsiden, die jetzt unter dem Emporenfußboden der Kirche liegen, hat man dagegen ganz in der alten Höhe bestehen lassen. Dementsprechend sieht man jetzt, wenn man aus der nordöstlichen zur Sakristei geht (oben links auf Abb 2), die Pfeiler- und Säulenkapitelle dieser Apsis in ungewohnter Weise unmittelbar etwa in Kopfhöhe vor sich, so daß man sich leicht daran stößt. Auch die Grundrißausbildung dieser beiden Nebenapsiden mit den kleinen Rundnischen zeigt im Vergleich zur Hauptapsis, daß sie beim Umbau der Kirche weder im Erd- noch im Untergeschoß abgeändert worden sind. Hier ist nur der neue Fußboden in etwa 3 m Höhe über dem alten einfach eingeschoben worden.

Je mehr man diesen herrlichen Bau der Markuskirche aus dem 11. Jahrhundert im einzelnen näher prüft, desto mehr wird man zur höchsten Bewunderung seiner Baumeister veranlaßt. Er stellt nicht

[9]) z. B. bei dem eben erwähnten Stringa.

[10]) Auch Mothes a. a. O. S. 363 und 795 erwähnt ausdrücklich die Beibehaltung des alten Apsidenmauerwerks im Ober- und im Untergeschoß.

[11]) Auch Stringa a. a. O. S. 46 gibt an, daß die Unterwölbung des Chores der Kirche zum Schutze des Fußbodens gegen Erdbewegung geschehen ist. Als Grund der Erdbewegung scheint er aber mehr vulkanische Erscheinungen, als den morastigen, aufquillenden Baugrund anzunehmen.

[12]) Das ursprüngliche ist von dem nachträglich ausgeführten Mauerwerk an dieser Stelle in den Grundrissen (Abb. 1 u. 6) nicht durch besondere Schraffierung unterschieden worden, da die Urbilder dieser Abbildungen diesen Unterschied auch nicht zeigen. Es kommt dies m. E. daher, daß der gesamte Umbau überhaupt noch nirgend eingehend geschildert worden ist. Es war darum um so mehr nötig, ihn oben in so eingehender Weise zu behandeln.

nur in seiner Gesamtheit eine Raumschöpfung allerersten Ranges dar, wie dies die aus der Nähe des Haupteingangs aufgenommene Ansicht (Abb. 1) dartun mag, sondern er zeigt auch im einzelnen die höchste Geschicklichkeit. Diese Baumeister können sich auf dem Gebiete des Werkwesens mit den tüchtigsten Meistern irgendwelcher späteren Zeit messen, und auf dem Gebiete der Ausschmückung des Gebäudes wußten sie mit höchstem Geschmack, Sicherheit und Mäßigung alle die kostbaren Stoffe an Gold, vielfarbigem Marmor, Porphyr, Glasflüssen usw., die die Leiter der jungen, reichen Republick ihnen zur Verfügung stellten, weise zu verwenden.

II. Ueber Santa Fosca auf Torcello und Saint-Front in Périgueux.

Es fragt sich nun: woher haben diese Baumeister der Markuskirche, die nach dem Brande der alten Kirche im Jahre 976 während der Zeit von etwa 1042 bis 1094 den oben behandelten Umbau ausführten, ihre Kenntnisse genommen? Welches waren die Vorstudien für diesen Bau, der bei seiner Ausführung auf Pfahlrost und bei der Wiederverwendung der Mauern der alten Theodorskirche alle Schwierigkeiten in gehäuftem Maße darbot, die man sich nur denken kann? Wenden wir uns zur Beantwortung dieser Fragen zunächst der, Venedig unmittelbar benachbarten Inselstadt Torcello und seinem bekannten Bau Sta. Fosca (Abb. 8 u. 9) zu.

Torcello ist diejenige Insel, auf der gegen die Jahrtausendwende die hochangesehene venetianische Familie der Orseolo viele Besitzungen und den maßgebenden Einfluß inne hatte. Ein Mitglied dieser Familie, Pietro Orseolo, trat aber als Doge an die Spitze der venetianischen Republik im Jahre 976, unmittelbar nachdem der frühere, mißliebige Doge auf seiner Flucht vom Dogenpalast durch die alte Markuskirche bei Nacht niedergemacht worden war, bei welcher Gelegenheit diese Kirche abbrannte. Der neue Doge betrieb nach der Ueberlieferung sofort lebhaft die Wiedererrichtung einer neuen Markuskirche an Stelle der alten. Es liegt daher nahe, daß er die, gerade damals am Wohnsitze seiner Familie in Torcello erbaute kleine Kirche, Sta. Fosca, als Probestück für den schwierigsten Teil des Neubaues der Markuskirche errichten ließ. Sta. Fosca wird 1011 zuerst genannt, auf jeden Fall war sie 1026 fertig, als die Dogenfamilie Orseolo wieder abgesetzt und Torcello von Venedig aus zerstört wurde. Der Bau ist ebenso wie die Markuskirche auf schlechtestem Baugrund und auf Pfahlrost errichtet und, wie der Grundriß und der Schnitt (Abb. 8 und 9) nachweisen, für eine Kuppel von 9,4 m Spannweite über einem Quadrat berechnet. Die Kuppel sollte auf vier Seiten von breiten Gurtbögen getragen werden, die, wie bei der Markuskirche, schon eher als Tonnengewölbe zu bezeichnen sind. Die Eckpfeiler, auf denen diese vier Tonnengewölbe ruhen, sind dann wieder in geschickter Weise ganz in Säulen mit Gewölben (diesmal Kreuzgewölben) darüber aufgelöst und zur weiteren Erleichterung außen auch noch ausgenischt. Die gleichzeitig stützende und den Baugrund außen belastende Vorhalle fehlt auch hier nicht, soweit eine stärkere Belastung des Baugrundes durch den höheren Mittelbau in Frage kommt. Der Schnitt (Abb. 9) zeigt aber, daß die beabsichtigte Kuppel nie ausgeführt worden ist. Man hat sie zwar durch auskragende Nischen und Bogenzwickel in den Ecken sehr gut vorbereitet, aber an ihre Stelle ist nur ein niedriger Tambour mit kleinen Fenstern und darübergelegenem flachen Holzdach getreten. Außerdem ist der Bau durch starke Holzbalken, die als Verankerung für die genannten Tonnengewölbe dienen und die in der Abbildung leider nicht mitangegeben sind nach allen Richtungen hin zusammengehalten. Man wagte also wohl weder bei der Errichtung dieses Baues im 11. Jahrhundert noch in den seitdem verflossenen 900 Jahren jemals, diese Kuppel auf dem schlechten Baugrunde auszuführen.

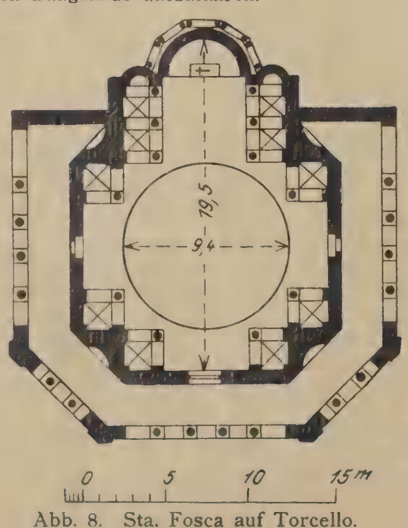


Abb. 8. Sta. Fosca auf Torcello.

Mit diesem Probestück für die Markuskirche, bei dem man nicht einmal die Kuppel einzuwölben wagte, konnte man sich aber naturgemäß in Venedig nicht zufrieden geben. Im Gegenteil, es wies nur noch entschiedener auf die unerhörten Schwierigkeiten von neuem hin, die sich für die Ausführung größerer gewölbter Gebäude beim Bauen im Morast und auf Pfahlrost notwendigerweise ergeben müssen. Hier wurde noch ein zweites Probestück notwendig, und es findet sich dieses offenbar in der Kirche St. Front in Périgueux in Aquitanien, und zwar diesmal auf gutem Baugrunde vor. Nach de Verneilh[13]) ist diese Kirche um 990 schon angefangen und um 1047 geweiht worden. Der Bau der Markuskirche in der jetzigen Gestalt ist dagegen nach obigem erst um 1043 oder 1052 begonnen und um 1071 im Rohbau vollendet worden. Annähernd war also St. Front gerade damals fertig, als mit dem Rohbau der Markuskirche in ihrer jetzigen Gestalt begonnen wurde. Die aquitanische Kirche zeigt nun die sonderbarste Aehnlichkeit mit der venetianischen, und die beiden ausgezeichneten Kunstforscher, die sich vorzugsweise mit ihr beschäftigt haben, de Verneilh und Viollet-le-Duc,[14]) suchen vielfach die Gründe für diese Aehnlichkeit ausfindig zu machen. Der Grundriß von St. Front (Abb. 10) stellt sich geradezu als eine Wiederholung des durchaus nicht gewöhnlichen, nur für seine Stelle und den Erweiterungsbau erfundenen von S. Marco dar. Hier wie dort die Kreuzform, überdeckt mit fünf Kuppeln, deren Schub durch breite Gurtbögen abgefangen wird. Die Gurtbögen ruhen wieder auf mächtigen, in je vier kleinere Unterpfeiler aufgelösten Hauptpfeilern, die sich an den Enden der Kreuzflügel wiederholen. Die lichte Weite des Hauptschiffes ist sogar bei beiden Kirchen annähernd dieselbe, worauf Viollet[15]) auch schon besonders aufmerksam macht. Die breiten Gurtbögen aber, die wir bei der Markuskirche rundbogig ausgeführt fanden, stellen sich dagegen hier gemäß Abb. 11 schon im späten 10. oder frühen 11. Jahrhundert als klare Spitzbögen dar. Auch die Kuppeln sind spitzbogig gewölbt. Wie erklärt sich nun der offenbar vorhandene sonderbare Zusammenhang zwischen den beiden Bauten?

De Verneilh und Viollet-le-Duc führen hierfür übereinstimmend an, daß in Aquitanien venetianische Handelsniederlassungen von früheren bis zu späteren Zeiten (für Limoges z. B. vor dem Ende des 10. bis zum 15. Jahrhundert) erwähnt werden.[16]) Der Zusammenhang wird in Wirklichkeit aber noch auf einen tiefer liegenden Grund zurückzuführen sein. Aquitanien, in dem die Landschaft Périgord liegt, bildete den südlichen Teil des heutigen Frankreich, soweit er etwa durch die Loire nördlich und östlich, und durch das Meer und die Garonne westlich abgegrenzt wird.[17]) Dies Land und die südlich bis zum Mittelmeer sich erstreckende Grafschaft Tolosa war aber der Sitz der Westgoten in Frankreich. Zwischen die Westgoten waren jedoch auch Ostgoten eingestreut schon seit der Zeit her, als die Goten unter Widemir, dem Vatersbruder Theoderichs d. Gr., im 5. Jahrhundert Teile von Gallien und Spanien besetzten.[18]) Aquitanien führte daher in jener Zeit außer dem Namen Septimanien auch kurz den Namen Gothia.[19]) Ostgoten waren aber auch in Venetien ansässig. Nachdem die Ostgoten im

[13]) De Verneilh, L'architecture byzantine en France, Paris 1851, Heft III S. 5—9.

[14]) Viollet-le-Duc, Dict. raisonné de l'architecture franc. vorzugsweise unter dem Worte Architecture Bd. I S. 135 und 170 ff.

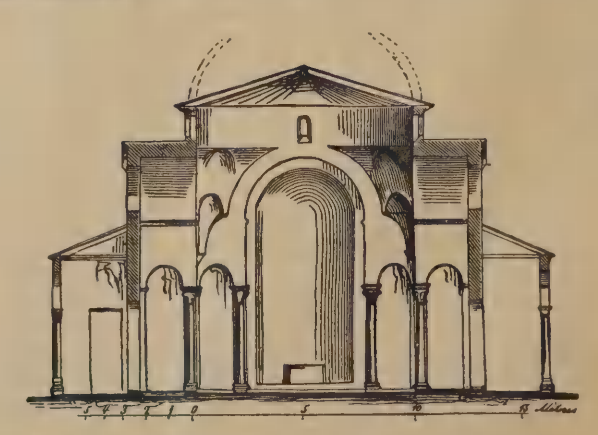
[15]) a. a. O. Bd. I S. 170.

[16]) Viollet a. a. O. Bd. I S. 135.

[17]) vgl. die Kartenskizze bei Viollet a. a. O. S. 136, die Frankreich etwa um die Zeit von 980 an darstellt.

[18]) vgl. Jornandes, Romana et Getica enth. in Monum. Germ. hist. cap. 55.

[19]) vgl. J. Aschbach, Geschichte der Westgoten, Frankfurt a. M. 1827, Abschnitt II.


Abb. 9. Nord-Südschnitt durch Sta Fosca auf Torcello. (Nach Mothes.)

Jahre 552 unter ihrem Heldenkönige Tejas in der Schlacht am Vesuv durch Narses geschlagen waren, wurden sie aus Ravenna ausgewiesen und ein großer Teil von ihnen zerstreute sich rings nach Venetien und in die festen Plätze daselbst, wie wir dies früher unter Angabe der geschichtlichen Quelle (Agathias) schon anführten[20]). Aus einem Bunde verschiedener kleiner Städte in Venetien ging dann aber im Jahre 809 Venedig als Bundeshauptstadt hervor. Die Verbindung zwischen Venedig und Aquitanien beruht daher nicht allein auf Handelsbeziehungen und -niederlassungen — solche hatten die Venetianer auch anderswo —, sondern es ist ein tieferer, innerer, völkischer Zusammenhang vorhanden, der aber von der heutigen Geschichtsschreibung noch nicht ausreichend gewürdigt worden ist. Dieser Zusammenhang wird jedoch dem im 14. Jahrhundert schreibenden venetianischen Dogen Dandolo noch eher gewärtig gewesen sein, als uns, da er in seinem Geschichtswerke über Venedig auch die Geschichte der Goten mehrfach anführt. Dieses Bewußtsein der ursprünglichen Zusammengehörigkeit dem Stamme nach wird aber um weitere 300 Jahre vor Dandolo, als die Bruderbauten der Markuskirche und der Kirche St. Front in Périgueux entstanden, gewiß in noch höherem Maße vorhanden gewesen sein. Es ist daher wohl begreiflich, wenn die Venetianer, falls sie ein Probestück für ihren einzuwölbenden, fünfkuppligen Kreuzbau von etwa 12,5 m Lichtweite zunächst einmal auf gutem Baugrunde brauchten, dieses Probestück bei den ärmeren Stammesgenossen in Aquitanien ausführen ließen. Für diese war gerade damals an der Stelle einer alten kleinen Kirche der Neubau einer größeren neuen notwendig, die gleichzeitig eine Bischofs- und Klosterkirche (cathédrale et église abbatiale) sein sollte. Ein gutes, Gott wohlgefälliges Werk der christlichen Nächstenliebe taten die Venetianer außerdem auch mit dem, bei den ärmeren Stammesgenossen erbauten Probestücke. Zu weit gingen sie hierin allerdings auch nicht. Denn Viollet[21]) sagt von der aquitanischen Kirche: „Man findet überall in der Kirche von St. Front die offenbaren Anzeichen eines Versagens der Hilfsquellen, die Absicht, ein großartiges Monument zu errichten und dabei so wenig auszugeben als möglich.“ Aehnlich spricht sich de Verneilh aus, wenn er seiner Verwunderung Ausdruck gibt über die Uebereinstimmung „entre la splendide chapelle des doges de Venise et la plus pauvre peutêtre de nos cathédrales“. Diese Uebereinstimmung findet aber durch die Ausführung der aquitanischen Kirche als Probestück für die venetianische gerade ihre ausreichende und, man darf wohl sagen, ihre einzig mögliche Erklärung. Durch die Ausführung der Kirche im Rohbau einschließlich der Wölbung war den Interessen der Venetianer genug getan, und sie sahen daher keine Veranlassung, weiter nun auch die Ausstattung des Innern in die Hand zu nehmen oder viel dazu beizutragen. Die Markuskirche wurde dann aber unter Verwertung aller Kenntnisse, die man sich bei diesem Probestück und dem in Torcello erworben hatte, und mit weiteren Vorsichtsmaßnahmen, wie sie für den schlechten Baugrund angemessen waren, unter Aufwendung der höchsten erdenklichen Pracht und mit der reichsten Ausstattung von der Mitte des 11. Jahrhunderts an ausgeführt. Die genannten Vorsichtsmaßnahmen bestanden, wie

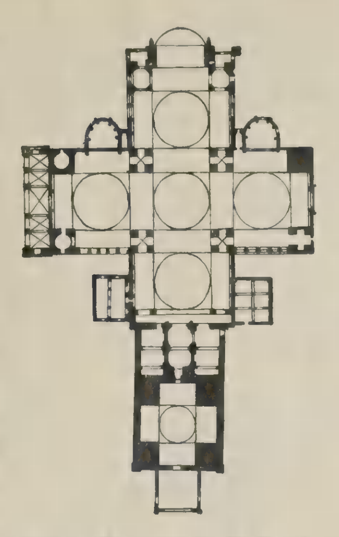


Abb. 10. Grundriß von St. Front in Périgneux. Nach Violet-le-Duc.

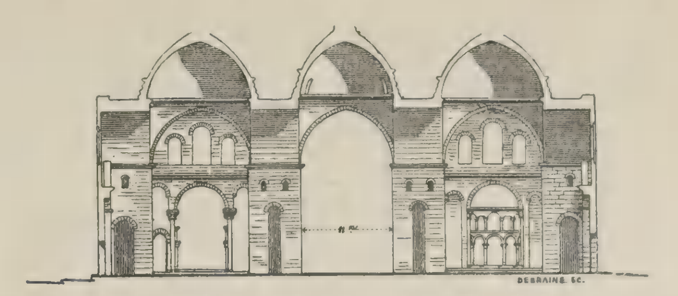


Abb. 11. Querschnitt durch die Vierung von St. Front in Périgneux.

oben schon geschildert worden ist, in der Einschränkung der Lichtweiten bei der Chor- und den beiden Kreuzflügelkuppeln, in der Abstützung der Haupttragepfeiler der Kirche gegen Druck und Zug in Emporenhöhe durch die erwähnten Bogenverstrebungen und Eisenanker, in der Ummauerung der Kirche durch Vorhallen und andere Baulichkeiten, sowie in der geschilderten möglichsten Verbreiterung aller Mauerfüße und Grundmauern und Aehnlichem.[22])

III. Ueber die Goten und die Gotik.

Es ist nun auffallend, daß sowohl bei der aquitanischen wie bei der venetianischen Kirche der Spitzbogen, dieses wesentliche Merkzeichen der, von uns Gotik genannten Bauweise, schon im 11. Jahrhundert auftritt. Wenn er bei der Markuskirche, obgleich sie den späteren Bau darstellt, noch nicht ganz entwickelt ist, da die Spitze durch einen Bogen ausgerundet erscheint[23]), so mag dies daran liegen, daß scharfe Knicke für die Mosaikbekleidung der Wand- und Gewölbeflächen nicht erwünnscht sind. Solche sind daher auch an anderen Stellen der Markuskirche, z. B. an den Kanten von Gurtbögen, vermieden worden, wie dies die eben genannte Abbildung dartut.[24]) Es fragt sich nun, ob man außer

1. dem Spitzbogen

etwa noch weitere Elemente an den genannten Bauten und deren Verwandten und Vorgängern herausfinden kann, die, später in der Gotik zur vollen Entwicklung und zielbewußten Anwendung gebracht, das Wesen dieses Baustiles ausmachen.

Da findet sich

2. die möglichste Verminderung des Gewichtes

der Baumassen, indem jedes Kubikmeter unnützen Mauerwerks sorgfältigst vermieden worden ist. Wie wir in obigem gesehen haben, führt das Bauen im Sumpf und auf Pfahlrost geradezu mit zwingender Notwendigkeit auf die Anwendung derartiger zur Erleichterung der Bauten dienender Maßnahmen hin. Das ravennatisch-venetianische Tiefland ist daher der gegebene Boden für die Auffindung und erste Anwendung dieses, fast wichtigsten Grundsatzes der späteren Gotik.[25]) Denn dieser Grundsatz ist nicht nur für schlechten, sondern auch für guten Baugrund zweckmäßig und geeignet, da es überall richtig ist, unnütze Baumassen der Arbeit und Kosten wegen nicht auszuführen, sondern diese zu ersparen. Die schaffende Natur geht bei ihren Schöpfungen von Lebewesen in derselben Weise vor. Solche, durch die gegebenen Verhältnisse in einem einzelnen Landstriche vorgeschriebenen baulichen Grundsätze können aber erstmalig nur von einem für das Bauen besonders veranlagten Volke aufgefunden und entwickelt werden, wie es die Goten von jeher waren. Der Kirchenschriftsteller Sokrates sagt dementsprechend schon im frühen 5. Jahrhundert von einem Stamme der gotischen Völkerfamilie, den Burgunzionen: „Sie sind fast alle Bauleute, und hierdurch ihren Lohn sich erwerbend, er-

---

[20]) vgl. Jahrg. 1914 d. Ztschr. S. 716, Fußnote 83.

[21]) a. a. O. Bd. III S. 304.

[22]) Bevor wir diesen aquitanischen Bau ganz verlassen, seien noch die germanischen Namen der Stifter und Erbauer desselben erwähnt. Nach de Verneilh wurde der Bau vor 990 begonnen vom Bischof Frotaire (Froterius) und dem Grafen Aldebert. Froter, Frotar, Frothari ist aber ein echt germanischer Name (nach Förstemann, Altdeutsches Namenbuch, Bonn 1901). Dasselbe gilt vom Namen Aldebert oder Albert. Der Bau wurde fortgeführt unter Bischof Martin, dem Sohne Bosos und der Emma oder Eyna, der Schwester eines Grafen Bernhard von Périgord. Vollendet wurde der Bau 1047 unter einem Bischof Géraud, welcher Name nur die französierte Form von Gerald (auch Giurold geschrieben) darstellt. Im Jahre 1077 führte dann ein Mönch Guinamundus ein sehr reiches unter der Kuppel des Kreuzhauptes stehendes Grabmal aus. Der Name Guinamund (auch Guinimand, Winimund geschrieben) ist aber wieder ein echt germanischer.

[23]) vgl. auch die Spitzbögen in der Vorhalle von S. Marco, Jahrg. 1911 d. Ztschr. Bl. 5.

[24]) Auch in S. Vitale sind schon die Kanten an den Gurtbögen und an den Kreuzgewölbegraten, soweit sie mit Mosaik bekleidet sind, abgerundet; vgl. Jahrg. 1914 d. Ztschr. Bl. 28—30.

[25]) Bei anderen venetianischen Bauten sind die Schwierigkeiten des Baugrundes durch andere, aber ähnliche Maßnahmen behoben. Beim Dogenpalast ist das Gewicht der Außenmauern sowohl an den Platz- wie an den Hofseiten beträchtlich dadurch vermindert, daß sie in den beiden unteren Geschossen in Bogenstellungen aufgelöst sind. Der Kampanile von S. Marco zeigt hohle Mauern, indem hier nicht eine Treppe, sondern eine Rampe sich innerhalb derselben in die Höhe zieht. Der herrliche Bau Longhenas, Sa. Maria della Salute, auf mehr als einer Million Pfählen errichtet, zeigt zwar Barockformen, dabei aber die baulichen Grundsätze der Gotik in der gegenseitigen Abstrebung der Bögen und Gewölbe zwecks Erleichterung der Baumassen.

nähren sie sich.[26]) Kaum treten die Goten daher in Ravenna auf, so taucht mit ihnen eine neue Baukunst auf. Diese zeigt sich zunächst an dem etwa um 430 erbauten Grabmale der Galla Placidia. Diese aus römischem Kaiserhause stammende Herrscherin stand in nächster Beziehung zu den Goten, indem sie in erster Ehe mit dem Westgotenkönige Athaulf, dem Frauenbruder Alarichs vermählt gewesen war. An ihrem Grabmale finden wir daher zum ersten Male die eben erwähnten Grundsätze der Erleichterung der Baumassen durchgeführt. Eine kleine Kuppel über einem quadratischen Grundriß setzt sich hier zwischen vier Kreuzarme, die durch Tonnengewölbe bedeckt sind. Die Tonnengewölbe versteifen die Mauern der Vierung gegen den Schub der Kuppel, und diese ist zur Erleichterung der Masse in hohlen Töpfen ausgeführt. Dieselbe Erleichterung der Gewölbe durch Ausführung in Töpfen findet sich dann auch bekanntlich an der Königshalle Theoderichs d. Gr. in Ravenna, jetzt S. Vitale genannt und etwa 500—510 erbaut, wieder vor.

Ein ungemein wichtiges Mittel, um unnützes Mauerwerk zu ersparen, ist dann aber

3. die Bogenverstrebung.

Es ist hier damit diejenige Anordnung gemeint, nach welcher sich Bögen oder Gewölbe gegenseitig abstreben, so daß der von der einen Seite ausgehende Horizontalschub durch den von der anderen Seite ihm entgegengesetzten mehr oder weniger aufgehoben wird. Es braucht dann schließlich für die Bögen oder Gewölbe nur noch an den Außenmauern des Gebäudes für ein ausreichendes Widerlager gesorgt zu werden, damit das Ganze steht. Die inneren Pfeiler oder Säulen haben dabei im wesentlichen nur senkrecht wirkende Kräfte, die Gebäudelast, aufzunehmen. San Vitale, bei dem der hochragende, kuppelgedeckte Mittelbau[27]) durch ringsum angeordnete Halbkuppelnischen, und diese wieder durch gewölbte Umgänge in zwei Geschossen abgestützt sind, ist ein erstklassiges Beispiel für diese Ausführungsweise an einem Gotenbau aus dem Beginn des 6. Jahrhunderts. Im 11. Jahrhundert finden wir ähnliche, dem Einzelfall angepaßte Grundsätze wieder bei der Markuskirche, wie Abb. 2 und die obigen Ausführungen darlegen, klar zur Anwendung gebracht. Diese Grundsätze werden dann aber etwa von der zweiten Hälfte des 12. Jahrhunderts an allgemeiner befolgt, und bilden weiter geradezu die Hauptgrundsätze der von uns Gotik genannten Baukunst.

Ein weiteres sehr wichtiges Element dieser Kunstweise finden wir gleichfalls an San Vitale, der Königshalle Theoderichs d. Gr. wieder, nämlich

4. den Strebepfeiler.

Er ist aus dem früher gegebenen Grundriß und den Ansichten (Jahrg. 1914 d. Ztschr. S. 264 u. 265 Abb. 1—3) in ganz klarer Ausbildung zu ersehen. Theoderich dem Gr. ist auch schon ein Wort für den Strebepfeiler bekannt, nämlich pilum masculum, der männliche Pfeiler.[28])

Dabei sei zugleich bemerkt, daß sich nach den angegebenen Ansichten von San Vitale auch

5. die Lisene,

die ja in der Gotik und auch schon im sogenannten romanischen Stil zur Fassadengliederung vielfach verwendet wird, hier ganz deutlich zum ersten Male vorfindet.

Auf andere Elemente der späteren Gotik, die schon bei Gotenbauten im ravennatisch-venetianischen Kunstgebiete in der Zeit etwa vom 5. bis 10. Jahrhundert auftreten, kann hier noch nicht eingegangen werden, sondern erst bei späterer Gelegenheit. Es wird dann statt der obigen 5 mehr oder weniger wichtigen Punkte, die eigentlich nur bei flüchtigem Vorübergehen wahrgenommen worden sind, etwa die vierfache Anzahl derartiger Punkte aus dem Gebiete des Werk- sowie des Formen- und Schmuckwesens, der Gewölbeentwicklung, der Raum-, der Giebel- und Fassadenausbildung usw., sowohl aus dem Bereiche des Haustein- wie des Backsteinbaues nachzuweisen sein, die als Elemente schon in der Kunst des ravennatisch-venetianischen Tieflandes etwa in der zweiten Hälfte des ersten Jahrtausends n. Chr. vorkommen, und die später weiter ausgebildet und zielbewußt angewendet, das Wesen der von uns Gotik genannten Baukunst ausmachen.

Zugleich wird dann aber auch der Weg nachzuweisen sein, auf dem die neuen Kunstformen nach dem Norden hin ausgeführt wurden. Ueber St. Front in Périgueux führt auffallenderweise dieser Weg nicht, wie dies auch schon Viollet-le-Duc an verschiedenen Stellen seines großen, ausgezeichneten Werkes fesstellt.

Zur Auffindung dieses Weges werden wir uns vielmehr der, von der heutigen Geschichts- und Kunstgeschichtsschreibung so gut wie ganz vergessenen, zwischen Ravenna und Venedig gelegenen, einstmals sehr wichtigen Stadt dieses Gebietes, der Inselstadt Comacchio, zuzuwenden haben. Sie blühte etwa vom 5. Jahrhundert an gleichzeitig oder etwas später wie Ravenna auf, und als dieses 539 in die Hände der Byzantiner fiel, wurde das jetzt vergessene Comacchio bald die meistgenannte Stadt des adriatischen Gebietes.[29]) Die Stadt war groß, schön und gefürchtet (grande, bella e temuta), ihre Flotte äußerst zahlreich und kampfesmutig (numerosissima e gagliarda). Schließlich erlag sie aber doch der 809 gegründeten jungen Republik Venedig, das zum ersten Male 854 Comacchio verbrannte und zerstörte. Später wiederholte sich derartiges noch öfter. Mit Karl dem Großen stand Comacchio in sehr enger Verbindung. Der fränkische Herrscher bereitete nach der angegebenen Quelle von hier aus (806) eine Unternehmung gegen Dalmatien vor und zwei comacchinische Edle, Guido und sein Sohn Buovo, die ihn schon bei der Belagerung und Einnahme Pavias tatkräftigst unterstützt hatten, wurden die Gründer des berühmten Ritterordens der Paladine von Frankreich, des angesehensten Ordens, welcher von der gesamten Geschichtsschreibung jemals gepriesen worden ist.[30]) Wenn Karl d. Gr. sich aber aus diesem Lande zwischen Ravenna und Venedig, das man nach dem gotischen Einschlage seiner Bevölkerung wohl kurz als terra oder regio gotica bezeichnen mag, seine Paladine kommen ließ, so liegt es wohl nahe, daß er — und andere Herrscher schon vor und nach ihm — sich zu seinen Bauten auch die Baumeister, die hier in höchstem Maße baukundig und bei den Bauten auf Pfahlrost vorzüglich geschult waren, heranrief. Alles dieses wird ausführlicher darzulegen sein, wenn demnächst in Verbindung mit Comacchio (spr. Comakkio) die im Schrifttum des Mittelalters bei Bauten so häufig genannten magistri comacini (spr. comakini, wie man richtig auch Kaesar und Kikero ausspricht) behandelt werden, von denen gesagt wird, daß sie aus der terra oder regio gotica stammten und mit manus gotica oder in der ars gotica arbeiteten.[31]) Das hier nur flüchtig berührte Thema: „Die Goten und die Gotik", wird hierbei gründlicher zu behandeln sein, als es an dieser Stelle möglich und zulässig war.

Dieser Aufgabe gegenüber mag zunächst der Nachweis zurückstehen, daß die für den Umbau der Theodors- zur Markuskirche verwendeten einzelnen Bauteile, wie Säulen, Kapitelle, Kleinbogenstellungen, Brüstungen usw. ebenso von den Bauten Theoderichs d. Gr. in Ravenna herstammen, wie wir dies früher schon für die Portale und andere Einzelteile der Markuskirche sowie für den Gerichtsplatz der Venetianer neben ihr nachgewiesen haben. Während in obigem die Markuskirche nur ihrer baugeschichtlichen Bedeutung nach behandelt worden ist, wird sich dann auch zeigen, daß die Worte des ungenannten Italieners, die den vorstehenden Betrachtungen als Leitwort vorangestellt worden sind und die von einer allgemein geschichtlichen Bedeutung der Markuskirche sprechen, ihre volle Berechtigung besitzen und nicht zu viel sagen.

---

[26]) Sokrates, hist. eccles. lib. VII. cap. 30: *τέκτονες γὰρ σχεδὸν πάντες εἰσὶν. καὶ ἐκ ταύτης μισθὸν λαμβάνοντες ἀποτρέφονται.* Die Kirchengeschichte des Sokrates reicht vom Jahre 306 bis 439.

[27]) vgl. den Grundriß in Jahrg. 1914 d. Ztschr. S. 264.

[28]) vgl. Cassiod. Sen. Var. IV. 51. Der betreffende Erlaß Theoderichs ist vom Verfasser schon etwas eingehender behandelt worden im Zentralbl. d. Bauw. Jahrg. 1898 S. 222.

[29]) . . . la città più famosa del l'Adriatico . . . vgl. A. Beltramelli, Da Comacchio ad Argenta, Bd. 14 des unter Corrado Riccis Leitung herausgegebenen Sammelwerks, Italia artistica. Bergamo 1905.

[30]) . . . fossero li fondatori dell'Ordine cavalleresco de'Paladini di Francia; ordine il più riguardevole, che da tutta l'Istoria sia stato decantato (a. a. O. S. 14). Beltramelli führt hier wörtlich den etwa um 1700 schreibenden Francesco Ferro an.

[31]) Einige wollen das Wort „comacinus" von Como ableiten. Das Adjektiv von Como lautet aber im 6. Jahrhundert bei Theoderich „comensis" (Cassiod. Var. II. 35, 36) und von etwa 1000 an war „cumanus" neben „cummanus" in Gebrauch. Außer vielem anderen spricht also schon diese Adjektivbildung gegen Como. Auf Comacchio ist man wohl bisher nur darum nicht verfallen, weil diese ehemals so bedeutende Stadt bis dahin gänzlich unbekannt war.

Einiges über ein Nürnberger Patrizier- und Kaufhaus.

Von Architekt **F. W. Baer** in Nürnberg.

(Mit Abbildungen auf Einlegetafel 1 und 2.)

Eines der unberührtesten und beachtenswertesten Nürnberger Patrizierhäuser ist der als „Kaiserhof" in Nürnberg bekannte Hof in der Winklerstraße Nr. 5. Die vorhandenen Ueberlieferungen auf Grund von Aktenmaterial sind leider auch hier wie bei allen Nürnberger Bauten äußerst dürftig, nur die Auszüge aus dem Urkataster (sieh am Schluß) sind vorzufinden.

Die ersten Urkunden stammen aus dem Jahre 1487 und beweisen das Vorhandensein eines voll ausgebauten Grundstückes, mit anschließendem Garten. Der urkundlich erwähnte Fischgraben ist inzwischen verschwunden.

Aus der hier angeführten Zeit sind nur noch Reste des Mauerwerkes vorhanden, der durch das Paul Rittersche Gemälde bekannte „Kaiserhof i. N." stammt erst in seinen unteren Geschossen aus dem Jahre 1494 und ist nach seinen Skulpturen als Wappen (jetzt im germanischen Nationalmuseum) Kapitellen, Schlußsteinen im Kreuzgang des ersten Obergeschosses als eine Arbeit Adam Krafts



Abb. 1. Ansicht in der Winklerstraße.



Abb. 3. Teilansicht von Hof I, Aufgang.



Abb. 2. Treppe zum I. Obergeschoß und Kellereingang.



Abb. 4. Verbindungsgang im 2. Hof.



Abb. 5. Saalgebäude im 2. Hof.

zu bezeichnen. Der zweite Stock stammt aus 1580. Beachtenswert dürfte die Tatsache sein, daß in dieser frühen Zeit den Bauhandwerkern die geringe Wetterbeständigkeit des Nürnberger Sandsteines bekannt gewesen ist, denn soweit die gemachten Funde mit Sicherheit beweisen, war all dies Material glatt verputzt und mit zinnoberroten doppelten Linien als Quaderteilung ausgeführt, die Flächen mit Käsefarben gestrichen. Dies bei frühesten, sichtbaren vorhandenen Bauteilen. Es schließt sich nun im Vorder- und Hauptgebäude ein neuerer Bau aus der Blütezeit Nürnbergs an. 1579 wurde dieser mit dem Wappenbild der Nürnberger Welser gezierte Bau errichtet (Tafel 1 und 2 sowie Abb. 1—3).

Im Jahre 1920 wurde dieser Bauteil einer Instandsetzung unterzogen und das Mauerwerk abscharriert. In der Folge zeigte sich an den oberen Seiten Steinfraß, auch das Innere mit Maaswerk gezierte Gewölbe in der Halle zeigte Abbröckelungen, welche eine Sicherung des Materials notwendig machten.

Es wurden nun Versuche mit Wasserglas erfolglos angestellt.

Im Jahre 1922 machte man einen Versuch mit Hauenstein-Fluatur, welche scheinbar von bestem Erfolg sind, es ist allerdings die Versuchsdauer noch heute zu kurz, um ein abschließendes Urteil abzugeben.

Der verschiedenen Aenderungen unterworfene Zwischenbau zeigt keinerlei Bemerkenswertes, zu betonen sei hier nur, daß die Umfassungsmauer des Erdgeschosses noch mit ältestes Mauerwerk ist. Der Brand vom Jahre 1887 hat hier die letzten vorhandenen Werte vernichtet.

Der früher als Garten dienende nunmehrige 2. Hof hat an der Südseite noch eine beachtenswerte Galerie (Abb. 4). Das Saalgebäude (Abb. 5) stammt aus 1656 und wurde 1783 einer besonderen Instandsetzung unterzogen. Die nördliche Grenzmauer des Gartens ist mit Nischen ausgebildet, in welchen bis zum Jahre 1914 Fresken, deutsche Kaiser darstellend, gemalt waren. In genanntem Jahre wurden diese übertüncht. Die an den Brüstungen angebrachten Wappenbilder lassen auf die ausführenden jeweiligen Besitzer schließen. So kommt als Besitzer im 15. Jahrhundert Balt. Wolf, gen. Wolfstal in Betracht, für das 16. Jahrhundert die Nürnberger Welser, im Anschluß Führer. Längere Zeit etwa vom Ende des 16. oder 17. Jahrhunderts scheinen die Familie Kreß im Besitze des Hauses gewesen zu sein. Diese Familie hat dann wohl auch den Saal, eine Arbeit aus dem Jahre 1705 von Brentano, vollständig erstellt. Leider ist heute nur noch die Stuckdecke nebst dem Kamin (Abb. 6 u. 7), den beiden seitlichen Nischen und der Türumrahmung (Abb. 8) erhalten und vorhanden, der reich getäfelte Holzfußboden wurde im Jahre 1914 herausgebrochen und mit Steinfließen belegt, nachdem die getäfelte Wandverkleidung bereits früher gewichen war.

Aus dieser Zeit (1705) stammt auch der Erkerausbau im ersten Obergeschoß des Vordergebäudes, das Chörlein im zweiten Obergeschoß ist aus späterer Zeit. Das Innere des Hauptgebäudes ist in verschiedenen Kunstperioden ausgebaut worden. So befand sich im ersten Obergeschoß desselben in der Halle oder Diele Malerei, in sehr farbenprächtiger Ausführung. Zeitstellung 1585. Die Wandverkleidung der herrschaftlichen Räume des ersten Obergeschosses, Decken, Oefen und Fußböden aus 1625 befinden sich in England. Der große Ofen im Speisezimmer des zweiten Obergeschosses im Kunstgewerbemuseum in Hamburg. In diesem Geschoß ist noch eine Holzdecke, die Wandvertäfelung des Speisezimmers und der Halle vorhanden (Tafel 1 u. 2, Abb. 3).

Die Abb. 9 u. 10 zeigen den Zustand des Lagerhauses von der Pegnitzseite vor und nach dem Umbau mit allen Vorzügen und Nachteilen baupolizeilicher Vorschriften, insbesondere der Brandmauern.

Aus der hier kurz angeführten Geschichte dieses Hauses ist zu entnehmen, daß der Wertbestand und die künstlerische Bereicherung solange stattgefunden, als das Haus im Besitze von Patrizierfamilien gestanden. Nachdem wurden die vorhandenen Werte Handelsware.

Auszug aus dem Urkataster S. Pl. Nr. 57 a. Wohnhaus O 113, O 113, 175,6. Bestehend in dem Vorderhaus mit Seitengebäude, dem Mittelhaus nebst dem Wohnhaus im Garten, dem Wohnhaus an der Pegnitz, zu welcher vom Garten aus eine Stiege führt, dann Stallung mit überbauten Kammern, zwei Hofräumen nebst einem Schöpfbrunnen und einem laufenden Wasser als Abfall vom Augustinerbrunnen.

Nr. 57 b: Garten 0,048, 0,14, 121,7, später 57 a. Fläche wie oben Gebäude Vorder- und Hinterhaus mit angebauten Gängen, Nebengebäude und Hofraum.

Nebenbemerkung: Altes Wohnhaus abgebrochen Vorderhaus mit angebauten Gängen errichtet.

Winklerstraße Nr. 5. 1487. 23. Januar verkauft Sigmund Führer dem Heinrich Wolff, Bürger zu Nürnberg und seinen Erben, die Eigenbehausung zwischen den Paulus Volkmers und Ulrich Starken Heusern hinter dem Tuchhause gelegen als die vornen, mitten und hinten bis gen die Pegnitz und zu beiden Seiten, auch mitsamt dem Fischgraben, dem Gangk zu der hintern thür hin-

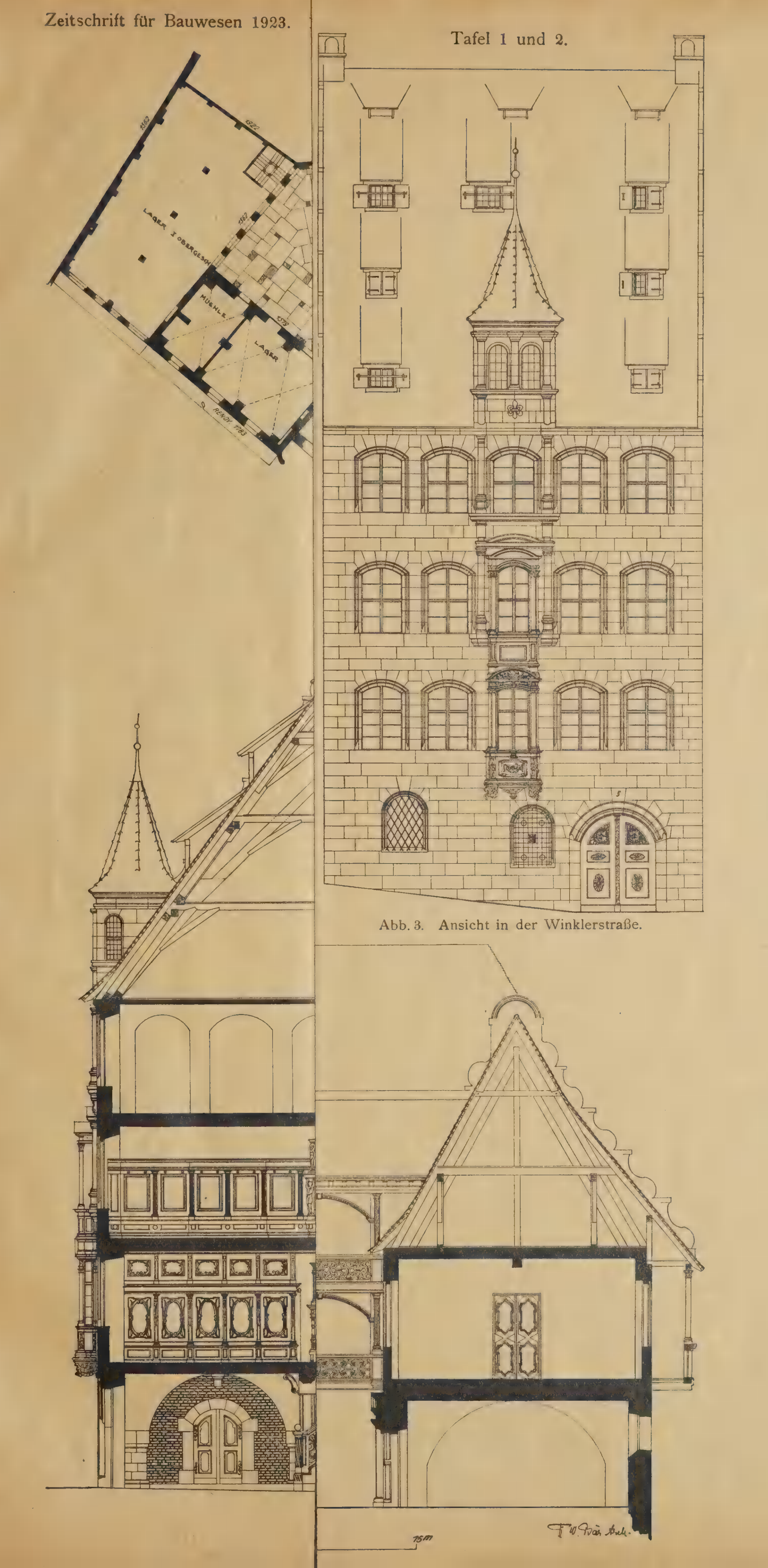


Abb. 3. Ansicht in der Winklerstraße.

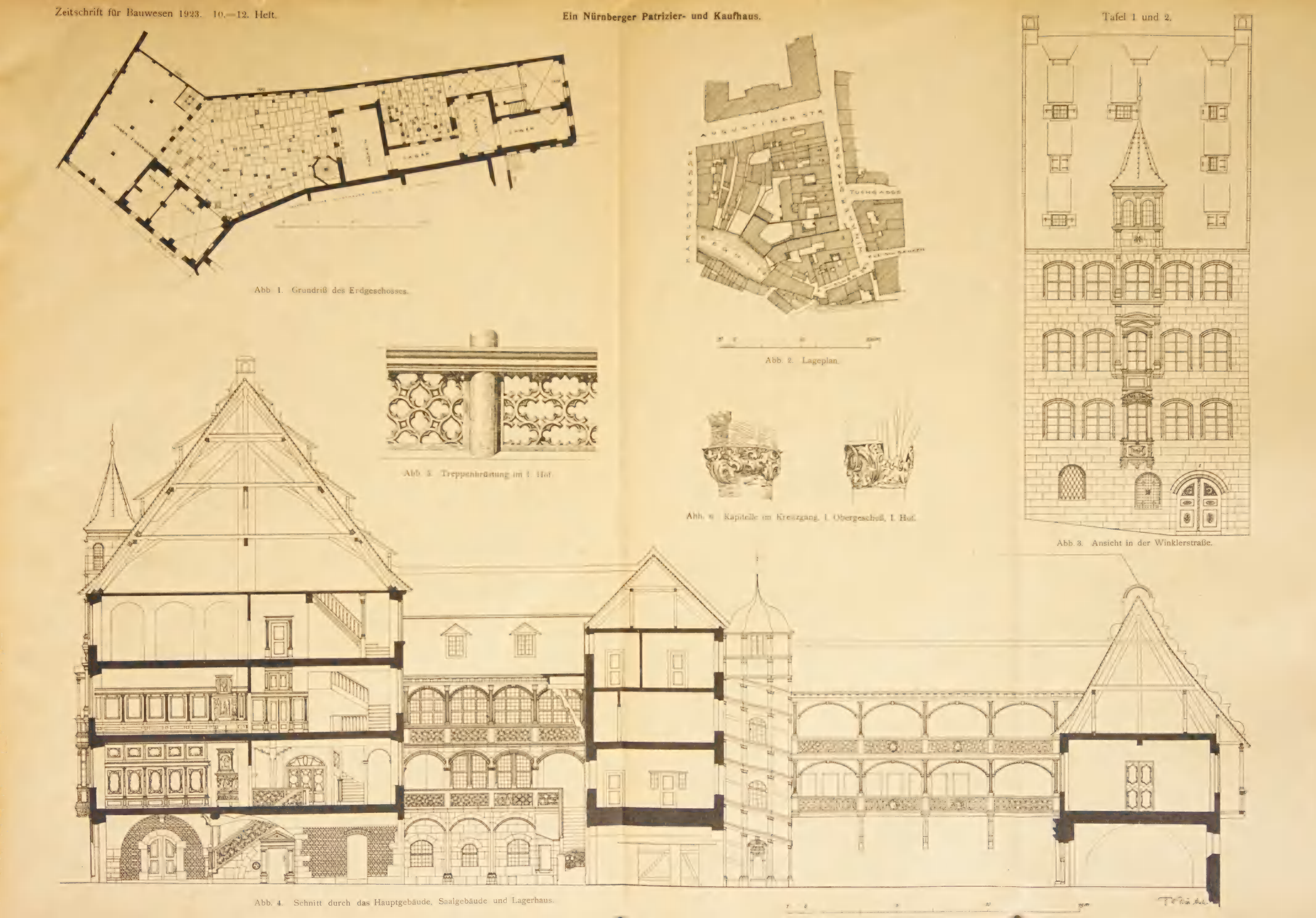


Abb. 1. Grundriß des Erdgeschosses.

Abb. 2. Lageplan.

Abb. 3. Ansicht in der Winklerstraße.

Abb. 5. Treppenbrüstung im I. Hof.

Abb. 6. Kapitelle im Kreuzgang, I. Obergeschoß, I. Hof.

Abb. 4. Schnitt durch das Hauptgebäude, Saalgebäude und Lagerhaus.


Abb. 6. Saal, Kamin und Nische.


Abb. 7. Saal, Kamin und Nische.

aus in die Pegnitz zu reiten und zu wandeln und auch den Gebrauch zu der werkstatt und sonst mit aller jeglicherer Gerechtigkeit zu und eingehörig durch und durch umb und umb und begriffen und umbfangen und nemlich mit dem rechten und der Gerechtigkeit liecht, auch bauens und aller ander Sachen halb, wie dann solches der alt briefe den Ulrich Arzt mit dito gericht 2 anhangenden insiegel versiegelt darüber gehabt hatt in lengern Worten und an dem datum umhielt am Freytag vor sant Matheustag des Zwölfboten anno 1434 Jahr nächst vergangen.

Zu Anwalt Lochner: Herrn Heinrichen Wolff ist auf eines Raths widerrufen vergönnt, des Wassers, so von der Augustinerröhren und in den hof zum Wildemann abfleusse, an demselben Wildemanns abzunehmen und auf sein kosten in sein Haus zu führen, doch daß er solches wassers eine ziemliche notdurft demselben wildemanne lasse und also daß er sich verschreibe, daß solches eine gunst und keine gerechtigkeit sei und sich des auf eines raths gesinnen wider äußern wolle ...

Ratserlass. v. 7. Dez. 1849. Der wildemann war S 35 = Winklerstraße Nr. 33. Ulrich Arzt der alte war 1246 hies. bürger geworden. Von ihm hatte also 1434 N. Führer das Haus gekauft — oder hatte Ulrich Arzt es erst 1434 erworben? Jedenfalls war es von den Arzten an die Führer gekommen.

39
Ulrich Stark


Abb. 8. Saaltüre.

38
Ulrich Arzt
Sigmund Fürer 1434
Heinrich Wolf 1487
37
Paulus Volkammer 1487

Stadtarchiv, Selecta II. S. 318. Bei der Rathewal dies Jahr ist Heinrich Wolf in den Rath gewehlet worden. Sohn des Heinrich Wolf in Nördlingen, der eine von Rechberg zur Ehe hatte.

Von unserm Heeitnrich schreibt Dr. Christoph Scheuerl:

er habe eine Sträusin von Nördlingen zur Ehe gehabt, sei ein herrlicher, statthafter, reicher Kaufmann gewest, habe seinem sohn Balthasar Wolff mit merklichem Geld geholfen, daß er bei dem Kaiser zu großen Gnaden kommen und seiner Mayest. Rath und Oberster schatzmeister oder Cammermeister worden, der ihne auch geadelt, gegräft und ihme freiheit gegeben, sich und seine nachkommen von Wolffsthal zu schreiben; habe auch erlangt, daß ihme die Reichspflegen zu Donawerth und Weisenburg vertrauet worden.

Dieser Heinrich Wolff aber, wie Cunrad Haller schreibt, hat sich zu Sylvester Mayrs zu N. tocher verheuratet; ist im Jahr 1504 als ein alter genannter des Raths gestorben. Wie Müllner ausführt, ist dieser Stamm in Nürnberg bald wieder abgegangen. Sein Sohn Balthasar erwarb das Gut Burgfarrnbach, das späterhin an Christoph von Creilsheim verkauft wurde.

Stadtarchiv, Müllners Analen, Ton IV. S. 244. Diese (die Herren Wolff genannt Wolfs-



Abb. 9. Lagerhaus, alter Zustand.



Abb 10. Lagerhaus nach dem Umbau.

thaler) ist ein adeliges geschlecht, und auf fürschrifft Keysers Maximilians des Ersten allhier in Rath gekommen. Heinrich Wolff genannt von Rath von Nördlingen, der feyet eine Volkammerin, mit der bekam er die Burg Farrnbach, da gab er das Burgerrecht auf und setzte sich dahin, und nennet sich den Edlen von Wolffsthal, wie sie dann noch seyn wollen.

Als Kaiser Maximilian der Erste 1501 ein Reichstag in Nürnberg hielt und den Handwerksleuten für Kriegs und andere Rüstung ein ziemlich Summe Geldes schuldig wurde, die ihm deswegen unter dem Tor in den Zaum fielen, weil sie der Rat nicht für den Kaiser bezahlen wollte, lieh ein Wolff wahrscheinlich Heinrich Wolff, dem Kaiser 10000 fl. wofür ihm dieser das goldene Fließ schenkte, ihn adelte bezw. seine vorige Arbeitsfreiheit erweiterte.

Die richtige Bezeichnung wäre Wolff von Thal, Wolffsthaler genannt.

Heinrich der Erste, der sich von Wolffsthal genannt, hat Sylvester Mairens Tochter, ist des raths allhier zu Nürnberg gewest.

Die Schwellung des Turmhelmes am Freiburger Münster.

Von Dipl.-Ing. **H. Fritz** in Freiburg i. Br.

(Mit Abbildungen auf Einlegetafel 1 und 2.)

In den siebziger Jahren des vorigen Jahrhunderts war ein lebhafter Meinungsaustausch über die Schwellung des Turmhelmes am Münster zu Freiburg i. Br. entstanden, an dem sich namhafte Kenner mittelalterlicher Kunst beteiligten. Es handelte sich um die Feststellung, ob diese deutlich sichtbare Kurvatur bewußt und mit künstlerischer Absicht ausgeführt, vielleicht auch durch konstruktive Ueberlegungen bedingt worden sei, oder ob sie ihre Entstehung irgend welchen anderen Ursachen zu verdanken habe. Jener Zeit war die richtige Beantwortung dieser Fragen sehr bedeutsam; denn man stand mitten im Ausbau der aus dem Mittelalter unvollendet überkommenen Türme unserer größten und schönsten Kathedralen. Das glänzende Freiburger Beispiel sollte erwünschte Anregung und nachahmenswertes Vorbild sein.

Rudolf Redtenbacher hat als erster 1876 dieses Schwellungsproblem vom Freiburger Turm aufgegriffen und kam auf Grund seiner persönlichen Beobachtungen am Bauwerk zu dem Schlusse, daß die leichte Krümmung des Helmumrisses Zufälligkeiten in der Bauausführung und einer nachträglichen Deformation des Helmes zugeschrieben werden müsse. Das sich dem Auge darbietende wirre Bild der Gratführung und Gratbiegung, aus dem das Gesetzmäßige vom Regelwidrigen zu sondern sehr schwer war, die Unmöglichkeit, das Ergebnis der Wahrnehmungen mit Zirkel und Maßstab einwandfrei nachprüfen zu können, dann die Benutzung z. T. irrtümlicher chronikaler Nachrichten, z. T. etwas aufgebauschter urkundlicher Belege über die Wirkung von Blitzschlägen auf den Helm zur Begründung der späteren Formveränderung machen das Urteil Redtenbachers durchaus verständlich[1]). Gegensätzliche Ansichten ließen nicht auf sich warten. Noch im gleichen Jahre veröffentlichte H. v. Geymüller eine Erwiderung auf Redtenbachers Arbeit, in welcher er in Anlehnung an die zeitlich späteren und zweifellos gewollt geschwellten Chorbegleittürme die Absichtlichkeit der Kurvatur am Hauptturm für ausgemacht hielt, weil er aus der Fülle der einzelnen Schwellungsbilder der Grate und Helmseitenflächen ein für fast alle gültiges Gestaltungsprinzip zu erkennen glaubte[2]).

[1]) Die hierher gehörigen Arbeiten Redtenbachers sind:

a) Der Turmhelm des Freiburger Münsters. Kunst-Chronik, Beiblatt der Zeitschrift für bildende Kunst. 11. Band. Leipzig 1876. Nr. 47. Sp. 748—752.

b) Nachträgliches über den Turmhelm am Freiburger Münster. Ebenda Nr. 51 Sp. 813.

c) Vorläufige Bemerkungen zu den Artikeln der Herren H. v. Geymüller und August Thiersch über die Schwellung der Freiburger Münster-Pyramide. Deutsche Bauzeitung 1876. Nr. 96. S. 481.

d) Resultate der Untersuchungen über die Gestaltung des Turmhelmes am Freiburger Münster. Deutsche Bauzeitung. 1876. Nr. 104. S. 527—531.

[2]) H. v. Geymüller, Die Schwellung der Freiburger Münsterpyramide. Deutsche Bauzeitung. 1876. Nr. 85 S. 429 u. 430.

Während in diese einmal angeschnittene Frage A Thiersch[3]) in München und A. Meydenbauer[4]) mehr nur mit theoretischen Erläuterungen eingriffen, wurde von anderer Seite versucht, das vorliegende Problem zu klären. Lang, Durm und Warth fanden sich zu gemeinsamer Untersuchung des Turmhelmes zusammen. In der Veröffentlichung der Resultate ihrer Beobachtungen führten sie den Beweis für die Absichtlichkeit der Schwellung negativ durch die Feststellung von Bedingnissen, dei eine nachträglich durch Deformation erfolgte Ausbauchung des Helmes aufweisen müßte, die aber in Wirklichkeit nicht vorhanden waren[5]). Ihre Ausführungen erhielten in mancher Hinsicht eine Bestätigung durch die Mitteilungen des langjährigen Münstermaurermeisters Johann Wagner[6]). Trotz all dieser Bemühungen ernster und soweit möglich gründlicher Forschung konnte keine befriedigende, jeden Einwand im voraus widerlegende Lösung der Schwellungsfrage gebracht werden. Vor allem herrschte noch völlige Unsicherheit über die Art der Schwellungsausführung. So kam es, daß in der Folgezeit immer wieder andere Entstehungsformen der Helmkurve als wahrscheinlich, meist sogar als sicher angegeben wurden, da sich für alle Ansichten bei den vielfachen Unregelmäßigkeiten am Helm ein genügender Anhalt bot. In sehr bestimmter Entgegnung auf einen von Oberbaurat Dr. Karl Schäfer in der Sitzung des Berliner Architekten-Vereins vom April 1881 gehaltenen Vortrag, in welchem dieser wie früher Redtenbacher das Zufällige der ganzen Erscheinung betonte, wollte K. Marggraff an Stelle des blinden Ungefährs den ästhetischen Takt gesetzt wissen, der den mittelalterlichen Meister zu der feinfühligen Gestaltungsform befähigt hatte[7]). Als dann durch das unter Meydenbauers Leitung 1890 in Berlin hergestellte Meßbild die bis dahin zweifellos beste Aufnahme des Freiburger Turmhelmes vorlag, hat zuerst der Kunstschriftsteller Dr. Karl Schaefer eine neue Ansicht vorgetragen, die sich ungefähr mit der Auffassung v. Geymüllers deckte[8]). Wieder ein anderes, von den bisherigen verschiedenes Bild der Schwellungsform enthüllte uns Fr. Baer in seinen baugeschichtlichen Betrachtungen über Unser lieben Frauen Münster, ohne damit aber der Wirklichkeit näher zu kommen als seine Vorgänger.[9]) Schließlich sind noch zwei weitere wichtige Arbeiten anzuführen, die an der Schwellung des Turmhelmes nicht vorbeigehen konnten, ohne zu ihr in irgend einer Weise Stellung zu nehmen. Einmal das Gutachten der Sachverständigen Adler, Denzinger, Durm, v. Egle und v. Schmidt über den baulichen Zustand des Münsters zu Freiburg, das im Jahre 1889 vor Gründung des Münsterbau-Vereins von dem provisorischen Komite als Grundlage für die Wiederherstellungsarbeiten eingeholt worden war,[10]) und ferner ein Vortrag des Baudirektors Meckel in Freiburg vom Jahre 1898.[11]) Die ersteren schlossen sich eng an die von Durm schon einmal zusammen mit Lang und Warth 1877 redigierte Erörterung des Schwellungsproblems an; der letztere fußend wieder auf dem Meßbild näherte seine Auffassung der von Schaefer 1895 geäußerten Behauptung.

Ueber das Stadium der Hypothesen ist man nie hinausgekommen. Von der Mehrzahl der angeführten Autoren wurde die Unzulänglichkeit ihrer eigenen Beobachtungen ohne die notwendige Ergänzung durch genaue Aufnahmezeichnungen zugestanden. Es muß aber ihnen allen zugute gehalten werden, daß sie keine Möglichkeit besaßen, diesen empfindlichen Mangel zu beseitigen. Der Verfasser hat in mehrjähriger Arbeit im Dienste des Freiburger Münsterbau-Vereins die erforderlichen Planzeichnungen hergestellt;[12]) sie sollen im Folgenden in einer Form zur allgemeinen Kenntnis gebracht werden, die ein Ueberprüfen nach jeder Seite hin gestattet, zumal der knappe zur Verfügung stehende Raum verbietet, die bisherigen Hypothesen auch nur anzuführen, geschweige denn im einzelnen zu widerlegen. Doch wird es jedem Leser im Umfange seines Interesses möglich sein, sich weitere Aufklärung aus den nachstehenden Mitteilungen selbst zu holen.

Die Unmöglichkeit, bei der Wiedergabe der Zeichnungen einen Maßstab wählen zu können, der einen hinreichend genauen Einblick in den Verlauf der Schwellungslinie gewährt, vielleicht sogar eine Nachprüfung der relativ kleinen Maße noch erlaubt hätte, zwang, das Ergebnis der Untersuchungen in Tabellenform niederzulegen. Auf der anderen Seite ließ sich durch Tabellen ein besserer Vergleich der einzelnen Schwellungsbilder gewinnen, als es mit noch so großen Zeichenplänen der Fall gewesen wäre, und schließlich bot die Tabelle den Vorteil, im arithmetischen Mittel der jeweils zusammengehörigen Zahlen einer Reihe die durchschnittliche Größe und damit die Form zu finden, auf die es der Erbauer des Helmes aller Wahrscheinlichkeit nach abgesehen hatte. Bei all den Tabellen darf nicht außer acht gelassen werden, daß manch einer der Zahlen eine Zufälligkeit anhaftet, welche sie auffallend groß oder klein für ihre Stellung in der Tabelle erscheinen läßt, je nachdem gerade an einer Stelle gemessen werden mußte, die eine Unregelmäßigkeit in der Ausführung des Baues zeigte.

Denkt man sich gerade Linien gezogen von den Fußpunkten 0 des Helmes auf den Umgang, wobei in Tabelle I die Punkte 0 in die Ecken des Grundrißachteckes fallen, bei Tabelle II in den Mitten der Polygonseiten liegen, bis zu den entsprechenden Punkten 11 des Achteckes in Höhe der Unterkante des deckenden Halsgliedes am Helm, und mißt man von diesen Maßlinien aus die lotrechten Abstände zur Krümmung des Helmumrisses, so ergeben sich in Zentimeter die Zahlenwerte der Tabelle als die Stichmaße der Schwellung in den Punkten 0 bis 11. Die Messung der „Stiche" erfolgte in gleichen Abständen von rund 4,0 m, entsprechend den Höhen der Maßwerkzonen mit Ausnahme des Abstandes von 0 bis 1, der nur die Höhe des Helmfußes 1,23 m hat.

Tabelle I und II.

I. Grate	Stelle der Messung											
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N NO	0	4	15	22	25	26,5	25,5	16	10	0	—3,5	0
O NO	0	4	12,5	16,5	24	26	23	14	3	—3	—4	0
O SO	0	4,5	13,5	20	26	29	27	25,5	16	9,5	2 / —3	0
S SO	0	3	13	22	29,5	27	22	19,5	14	4	—2	0
S SW	0	5	18	27	32	24	15	11,5	8,5	4,5	0 / -4,5	0
W SW	0	3,5	12,5	22,5	29	34	32	29	20	8	1 / —3	0
W NW	0	4,5	16	26	29	33	29	26	17	7,5	3 / —3	0
N NW	0	2,5	10,5	20	30	31	26	25	18	6,5	-0,5 / —4	0
II. Seiten	**unteres Drittel des Helmes**					**etwa mittleres Drittel**				**Helmspitze**		
N	0	3,5	12	21	27,5	30	27	19,5	16	0	—4	0
NO	0	2	12	18	22	22,5	20,5	12	4,5	—1 / 0	—1	0
O	0	2,5	9	14	22	24,5	23	18	7.5	4	—1	0
SO	0	3	12	19	25	24	23	25	15	8,5	—4	0
S	0	3	13	23	31	24	18	12,5	11	1	—3	0
SW	0	4	14	22	27,5	25,5	23	21.5	12	4,5	0 / -3,5	0
W	0	3	13	19,5	22	24	24	22	17,5	10	4 / —2	0
NW	0	2	10	17,5	24	27	24	21,5	15	7	0 / -2,5	0

Die Punkte 1 bis 8 fallen mit den Zonenabschnitten der Maßwerke zusammen. Da die Helmspitze genau drei Maßwerkzonen hoch ist — gewiß auch keine Zufälligkeit! — konnte für die Punkte 9 bis 11 dieselbe Einteilung von 4 zu 4 m für die Maßstellen beibehalten werden. Die positiven Zahlenwerte zeigen die ausbauchende Form der Schwellung, solche mit negativem Vorzeichen eine Einsenkung an. Wo es die besondere Form der Schwellungskurve notwendig machte, sind in einfachster Weise Zwischenwerte in die Tabellen eingeschoben.

Aus beiden Tabellen können wir mit Gewißheit entnehmen, daß unterschiedslos alle Helmgrate und Seiten bis zu einem gewissen

———————

[3]) August Thiersch, Zur Frage der Schwellung der Freiburger Münster-Pyramide. Deutsche Bauzeitung. 1876. Nr. 92 S. 461.

[4]) A. Meydenbauer, Zur Schwellung der gotischen Turmhelme. Deutsche Bauzeitung. 1876. Nr. 104 S. 531.

[5]) Lang, Durm u. Warth, Die Freiburger Münsterpyramide. Zeitschrift für bildende Kunst. 12. B. Leipzig 1877. S. 221—223.

[6]) Johann Wagner, Ueber die Entstehung der Schwellung des Turmhelmes am hiesigen Münster. Oberrheinische Zeitung. Freiburg 1847. IV. Jahrgang 1877. Nr. 47.

[7]) K. Marggraff, Die Schwellung der Freiburger Münsterpyramide. Zentralblatt der Bauverwaltung. 1881. Nr. 7 S. 57 u. 58.

[8]) Dr. Karl Schaefer, Das alte Freiburg. Freiburg 1895. S. 26.

[9]) Fr. Baer, Baugeschichtliche Betrachtungen über Unser lieben Frauen Münster zu Freiburg i. Brg. Freiburg 1889. S. 22.

[10]) Veröffentlichte im Zentralblatt der Bauverwaltung. X. Jahrgang. 1890. Nr. 26 A. S. 269 ff.

[11]) Meckel, der Turm des Münsters „unser lieben Frauen" zu Freiburg i. Brg. und sein Baumeister. Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen. Hannover. 44. Jahrgang. 1898. Nr. 41. S. 689—697; Nr. 42. S. 705—710; Nr. 43, S. 721—727.

[12]) An dieser Stelle sei es mir erlaubt, mich der angenehmen Dankespflicht gegen den Münsterbau-Verein zu entledigen, der mir in der Ueberlassung dieser Zeichnungen zu ihrer ersten Auswertung weites Entgegenkommen zeigte.

Grade nach stetigen Kurven gebildet sind: überall ist deutlich ein An- und Abschwellen zu bemerken, wobei das Maximum der Ausbauchung mit durchschnittlich 30 cm bei den Graten auf die Maßstellen 4 und 5 entfällt, die dem dritten und vierten Steinring entsprechen. Wir sehen ferner daraus, wie die Helmspitze überall Einsenkungen und andere größere Unregelmäßigkeiten aufweist. Diese Besonderheit hat in die versuchten Lösungen des Schwellungsproblems außerordentlich erschwerend hineingewirkt. Sie hängt zusammen mit der auffälligen Unregelmäßigkeit des Helmgrundrißachtecks, in welchem die Abmessungen der Nord- und Südseite eine Längendifferenz von 60—70 cm gegenüber den übrigen Seiten aufweisen (Abb. 3 u. 4), während eine völlig normal entwickelte vierseitige Kreuzblume den oberen Abschluß bildet. Es leuchtete ein, daß sich hierdurch Unzuträglichkeiten im gleichmäßigen Verlauf aller Grate herausstellen mußten. Darum wurde viel hin und her geraten, wie der Meister über diesen sehr mißlichen Umstand Herr geworden ist. Für das vorliegende Thema bleibt es belanglos, die Gründe der Grundrißverschiebung zu erörtern; letztere muß für den Helm als gegeben hingenommen werden. Aber darüber müssen wir uns kurz Rechenschaft geben, welchen Weg der Turmbaumeister eingeschlagen hat, um von dem unregelmäßigen Achteck des Helmfußes zum normal achteckigen Helmschluß gelangen. Die in den Abb. 3, 5 bis 13 dargestellten zehn Horizontalschnitte durch den Helm geben sofort jeden wünschenswerten Aufschluß. Der Baumeister hat sich um die Helmendigung zunächst gar nicht gekümmert und seine Helmform aus regelrechten Verkleinerungen des einmal gegebenen anormalen Grundrisses entstehen lassen. Daß sich während des Bauens die schon ursprünglich vorhandenen Unregelmäßigkeiten von Stufe zu Stufe verschärften, ist begreiflich. So war man schließlich bis zur Höhe des Schnittes 6, zum Beginn der Helmspitze gelangt Hier tritt plötzlich eine Aenderung ein. Deutlich ist in den oberen Schnitten 7 bis 9 das Bestreben des Meisters zu erkennen, durch ein allmähliches Ueberführen des stark deformierten Achtecks in ein solches von ganz regelmäßiger Gestalt alle Unregelmäßigkeiten auszugleichen. Schon im achten Horizontalschnitt ist dies beinahe erreicht, im neunten vollzogen. Im Aufriß ergaben sich hieraus notwendig die viel bemängelten Verbiegungen der Grate, die bei dem begreiflichen Verkennen ihrer wahren Entstehung genug Anlaß bieten konnten zu den verschiedenartigsten Vermutungen. Es geht aber nicht an, nur das mangelhafte der technischen Ausführungen zum Wesentlichen der gefundenen Lösung zu machen, wie es bisher geschah, weil die tiefere Ursache nicht gefunden wurde, sondern zur Ehre des mittelalterlichen Meisters muß daran festgehalten werden, daß er nicht hilflos den Schwierigkeiten seiner Helmendigung gegenüber stand und „so gut es gehen wollte" sie zu überwinden suchte, daß er vielmehr mit reiflicher Ueberlegung und möglichst folgerichtiger Durchführung einen der gangbaren Wege und nicht den schlechtesten eingeschlagen hat.

Die Spalten der Tabelle I und II von oben nach unten betrachtet, geben mit ihren annähernd gleichen Zahlenwerten den gleichen Verlauf der Schwellinien bei allen Graten bzw. Seitenflächen an. (Ausnahme: S SW-Grat; siehe v. Geymüller.) Trotz aller Anschaulichkeit erhalten wir aus beiden Tabellen nicht jeden wünschenswerten Aufschluß. Bei den Aufnahmearbeiten zeigte sich bald mit einiger Gewißheit, daß die Umrißlinie des Helmes wenigstens an mehreren Stellen aus einzelnen geraden Elementen zusammengesetzt war. Es wurde daher zur Ergänzung des bis jetzt gewonnenen Schwellungsbildes notwendig, noch die Neigung jedes Grates und jeder Seite in jedem Zonenabschnitt festzulegen. Dabei mußte sich dann herausstellen, in welcher Ausdehnung von über einer Maßwerkzonenhöhe gerade Elemente bei der Bildung der Schwellungslinie beteiligt waren.

Die Tabellen III und IV geben Vergleichszahlen der Zonenneigungen. Sie wurden so aufgesetllt, daß $\operatorname{tg} \alpha = 0{,}002487 \cdot v$ ist.

α ist der Winkel der Zonenneigung gegen die Senkrechte.

v ist der jeweils entsprechende Zahlenwert der Tabelle.

Da der Neigungswinkel α direkt proportional dem Werte v ist, so zeigt das stetige Zunehmen von v in jeder senkrechten Spalte bis zur Zone VII oder VIII wieder den ungefähr regelmäßigen Schwellungsverlauf an. Aus zwei aufeinanderfolgenden gleich großen Zahlen geht hervor, daß zwischen den zugehörigen Zonenabschnitten kein Knick liegt, sondern daß hier die Umrißlinie über zwei Zonen gerade verläuft, und endlich aus dem einer größeren Zahl folgenden kleineren Wert, daß an dieser Stelle eine Einsenkung der Umrißlinie, nicht aber notwendig ein Einsenkung der Schwellung überhaupt vorhanden sein muß. Letztere ist unmittelbar nur aus den Tabellen I und II zu ersehen. In wagrechter Richtung gibt jede Zeile die etwa gleiche Neigung der Grate oder Seiten an; mögen die vielen kleinen Verschiedenheiten den Eindruck zunächst etwas stören, eine gewisse Gesetzmäßigkeit ist auch dabei offensichtlich.

Aus den Tabellen I bis IV läßt sich nun schon mancherlei ablesen. Sie machen es verständlich, wie die Auffassung immer wieder vertreten wurde, als sei das unterste Helmdrittel (Zone I bis III) nach einer Geraden gebildet, denn einmal tritt hier unten die Kurvierung noch nicht so deutlich in Erscheinung, weil die Tangenten an die Kurve mit dem Lot, nach welchem auch das Auge das Maß der Neigung mißt, einen kleineren Winkel einschließen als weiter oben. Ferner liegen öfter zwei Zonen tatsächlich in einer ebenen Fläche, und endlich mußte eine mehrmals auftretende, wenn auch sehr minimale relative Einsenkung der Kurve erst recht das prüfende Auge täuschen und den Gedanken an einen geraden Verlauf der drei untersten Zonen nahe legen. Im mittleren Helmdrittel ist die Kurvierung im allgemeinen ganz normal vom S. SW-Grat und den anschließenden Seiten S. und SW abgesehen. Die Hypothesen der Herren v. Geymüller und Baer mit einer geraden Linienführung des Helmumrisses in diesem Teil werden damit hinfällig. In der Helmspitze nimmt die Größe von v zunächst langsam ab und sinkt dann sprunghaft von Zone IX nach X; hierin kommt deutlich eine absolute Einsenkung der Grate und Seiten zum Ausdruck. Das wichtigste

Tabelle III

	Zone	entsprechend der Maßstelle in Tabelle I	Helmgrate							
			N NO	O NO	O SO	S SO	S SW	W SW	W NW	N NW
unteres Drittel des Helmes	I	0—2	49	49	49	51	45	49	46	52
	II	2—3	51,5	53	54	51	50	49	52,5	50
	III	3—4	55,5	51	51	54	54	50	54	49
etwa mittleres Drittel	IV	4—5	57,5	55	55,5	63	67	51	53	59,5
	V	5—6	60	62	60,5	67	67	60	61	62,5
	VI	6—7	68,5	68,5	61	64,5	63	61	60	61,5
	VII	7—8	65	69,5	69	68	62	67	65	65,5
Helmspitze	VIII	8—9	68,5	64,5	66	70	63	69	66,5	70,5
	XI	9—10	63.5	60·	67	67,5	63,5	63	62	67
	X	10—11	56	55	60	58	57,5	58	61	58,5

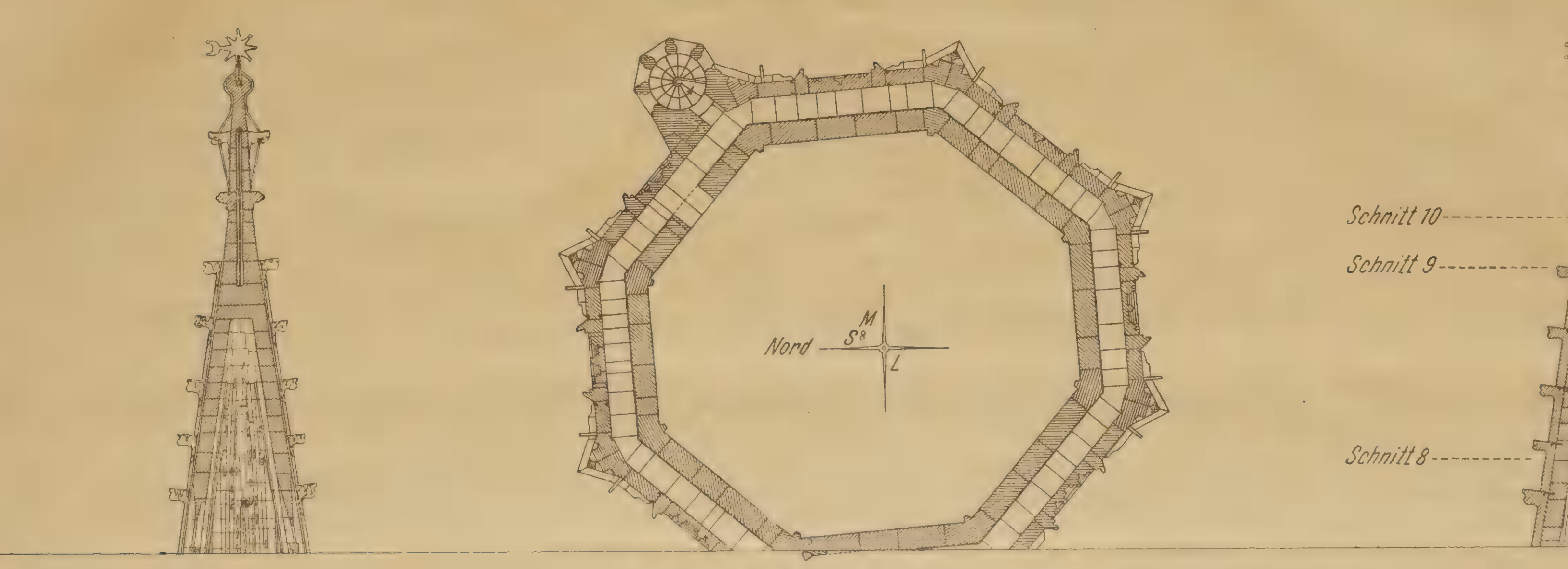
Tabelle IV.

	Zone	entsprechend der Maßstelle in Tabelle II	Helmseiten							
			N	NO	O	SO	S	SW	W	NW
unteres Drittel des Helmes	I	0—2	46	45	47	46	48	44	43,5	45,5
	II	2—3	48	48,5	50,5	51	47,5	45	46	46,5
	III	3—4	49	49,5	45,5	49,5	47,5	48,5	49	46
etwa mittleres Drittel	IV	4—5	53	54	51	56,5	64	55	50 5	50
	V	5—6	59	56	56	57	63	55	53,5	56.5
	VI	6—7	63	63	59,5	53	61	55,5	54	57
	VII	7—8	60	61	63,5	65,5	58	62	58	60,5
Helmspitze	VIII	8—9	72	59	59	61,5	67	61	60	62
	IX	9—10	60	54	59	69	60	58	61	60
	X	10—11	52	53	53	52	54	53	54	54

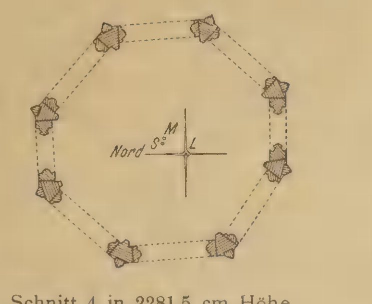
Ergebnis aus den Tabellen III und IV ist wohl dies, daß sie in keiner Weise als Stützen der Annahme von einer Ausführung der Schwellungskurve als eine zweifache Brechung der geraden Linie dienen, sonst müßten in jeder senkrechten Spalte drei Gruppen von gleichen Zahlen vorhanden sein, wobei nach oben jede dieser Gruppen ihrem Zahlenwert nach zuzunehmen hätte. Diese Feststellung bringt die Auffassungen vom Schaefer, Meckel und von denen, die ihre Ansicht bei ihnen entlehnten[31]), zu Fall.

[13]) Kempf und Schuster, Das Freiburger Münster. Freiburg 1906. S. 18.

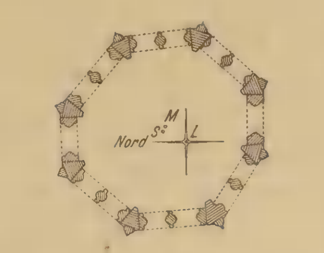
Turmpyramide des Münsters in Freiburg i. Br.



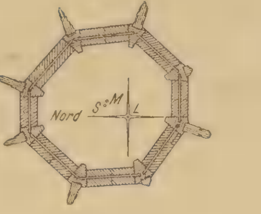
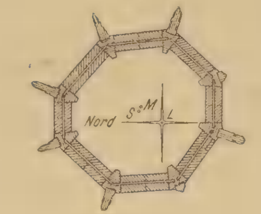
Schnitt 3 in 1434 cm Höhe über Oberkante des inneren Hauptgesimses.



Schnitt 4 in 2281,5 cm Höhe.



Schnitt 5 in 2663,5 cm Höhe.

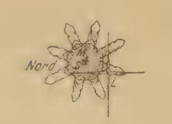



Schnitt 6 in 2976 cm Höhe.

Schnitt 7 in 3281 cm Höhe



Schnitt 8 in 3541 cm Höhe.



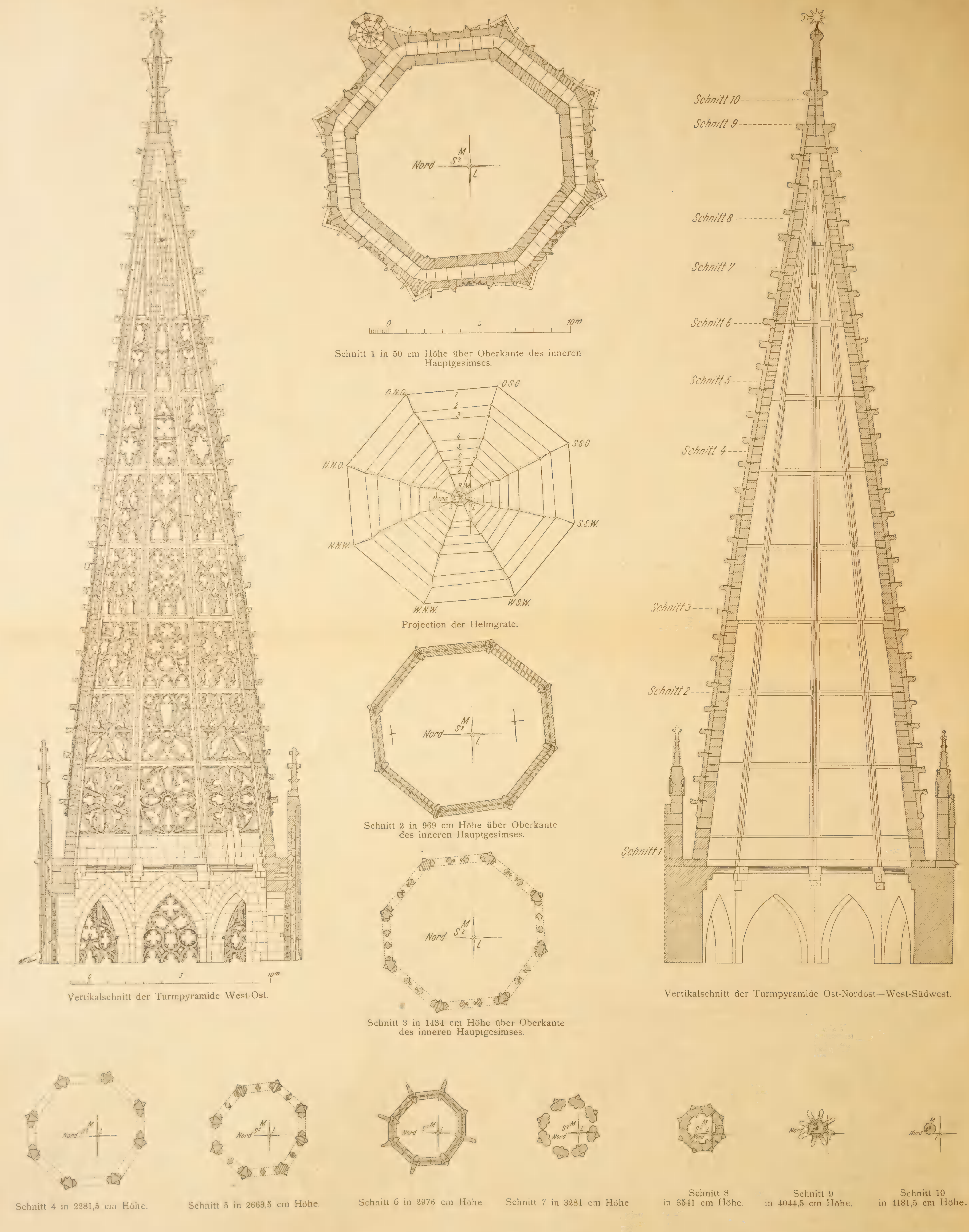
Schnitt 9 in 4044,5 cm Höhe.



Schnitt 10 in 4181,5 cm Höhe.

Verlag von Guido Hackebeil, A.-G., Berlin.

Turmpyramide des Münsters in Freiburg i. Br.



Schnitt 1 in 50 cm Höhe über Oberkante des inneren Hauptgesimses.

Projection der Helmgrate.

Schnitt 2 in 969 cm Höhe über Oberkante des inneren Hauptgesimses.

Schnitt 3 in 1434 cm Höhe über Oberkante des inneren Hauptgesimses.

Vertikalschnitt der Turmpyramide West-Ost.

Vertikalschnitt der Turmpyramide Ost-Nordost—West-Südwest.

Schnitt 4 in 2281,5 cm Höhe.

Schnitt 5 in 2663,5 cm Höhe.

Schnitt 6 in 2976 cm Höhe

Schnitt 7 in 3281 cm Höhe

Schnitt 8 in 3541 cm Höhe.

Schnitt 9 in 4044,5 cm Höhe.

Schnitt 10 in 4181,5 cm Höhe.

Verlag von Guido Hackebeil, A.-G., Berlin.

Sehen wir von Zufälligkeiten als Folgen von ungenauer Ausführung und von Baufehlern ab, so belehren uns die bisherigen Tabellen, daß bestimmte Punkte der Grate und Helmflächen nicht auf einer gerade ansteigenden Linie, sondern auf einer Kurve liegen; sie sagen uns aber nichts darüber, wie weit die Grate und Flächen der Kurve ganz folgen (dies haben Lang, Durm und Warth, Marggraff und die Sachverständigen von 1889 angenommen), wie weit sie vielleicht aus geraden Stücken zusammengesetzt sind. Die Untersuchung am Bau war also auch darauf auszudehnen, ob in den Zonenabschnitten Knicke vorhanden sind, die durch Messung und Nachprüfung ermittelt werden konnten, ob ferner die einzelnen Maßwerkfelder mit der Richtlatte beobachtet als eben angesehen werden durften, oder ob an ihnen eine Krümmung zu bemerken war. Das Ergebnis dieser vielen Einzeluntersuchungen, die auf jedes Feld am ganzen Helm ausgedehnt wurden, war merkwürdig genug: 1. Bei dem oft sehr kleinen Neigungsunterschied zweier aufeinander folgender Zonen ließ sich der Knick nicht mit Sicherheit stets genau in die Mitte des Steinringes, die Trennungslinie der Zonen, verlegen; er befand sich häufig um 1—2 Steinschichten darunter oder darüber und war dann nie scharf ausgesprochen. 2. Es fanden sich ebenso viele Felder, die als vollkommen eben zu bezeichnen waren, wie solche, die eine leichte Krümmung, wieder andere, die sogar eine leichte Einsenkung aufwiesen. Bedenkt man aber, daß einer Schwellung mit einem maximalen Stich von 30 cm auf eine Länge von rund 37,3 m (Durchschnittsmaß vom Helmfuß bis zur Stelle, wo die Schwellung sich zur Einziehung umkehrt), ein Krümmungsradius von 580 m unter der Annahme der Krümmungsbildung nach einem Kreisbogen entspricht, daß ferner diesem Bogen eine maximale Stichhöhe von 3,6 mm für eine Zonenlänge von 4,05 m zugehört, so wird es verständlich, wie auf Grund des Befundes allein diese Frage nicht einwandfrei zu entscheiden war. Wer mittelalterliche Bauten kennt und je mit dem Maßstab sich um sie bemüht hat, der wird sofort zugeben, daß es unmöglich sein muß, eine regelrechte Schwellung von 3,6 mm Stich auf einer etwa 16 m^2 großen Fläche feststellen zu wollen, zumal die Fläche nicht vollgemauert ist, sondern aus vielgestaltigen Maßwerkstücken gebildet wird. Das Resultat dieses Teiles der Untersuchung wäre also als negativ zu betrachten und die Frage auch heute noch offen, ob Brechung der Linie in Höhe jeden Steinringes, oder ob gleichmäßige Kurve, wenn nicht allerlei für die erste Auffassung spräche.

1. War in mindestens einem Drittel aller Fälle der Knick in der Lagerfuge der Steinringe bestimmt vorhanden;
2. waren ein Drittel aller Felder tatsächlich eben;
3. wenn in einem Feld eine Krümmung nachzuweisen war, so lag das Maximum der Krümmung nie in der Mitte, sondern war weit nach oben oder unten verschoben. Deshalb ließ sich dann auch ein Knick in dem nächsten Zonenabschnitt nicht mehr zweifelsfrei konstatieren. Dasselbe galt genau ebenso für eine eventuelle Einsenkung.
4. Kam oft genug am gleichen Feld rechts eine Krümmung, links eine Einsenkung oder umgekehrt vor. Mit nichts konnte die Zufälligkeit dieser Erscheinungen eindringlicher vor Augen geführt werden.
5. Entsprach einer Ausbauchung auf der Außenseite des Feldes keineswegs eine Einsenkung auf der Innenseite, wie es bei einer absichtlichen Kurvierung des Feldes doch der Fall sein müßte.
6. Spricht die Bequemlichkeit der technischen Herstellung eines Feldes dafür, denn es wäre ein ganz unmögliches Beginnen, die Einzelmaßwerkfelder in eine kurvierte Fläche von 3,6 mm Stich legen zu wollen.
7. Fehlt die Anordnung von radialen Lagerfugen in den Feldern. Die Vermutung ist wohl berechtigt, daß der Turmmeister diese Fugenanordnung gewählt hätte, wenn ihm an der Krümmung der Einzelfelder etwas gelegen gewesen wäre.
8. Mußte der zum Arbeitsaufwand in einem ungeheuren Mißverhältnis stehende Erfolg davon abhalten, auch nur den Versuch zu machen, den Maßwerkfeldern Schwellung zu geben. Der Eindruck einer gleichmäßigen Kurvierung des Helmes wurde bei einiger Entfernung mit Hilfe gerader Gratstücke und gerader Flächenteile ebenso gut hervorgebracht, wenn letztere nur nicht allzu lang und die Knicke schwach waren. Beide Voraussetzungen treffen beim Freiburger Helm zu.

Die Helmspitze ist nicht mehr mit Knicken an ganz bestimmten Stellen wie der übrige Helm ausgeführt, sondern hinsichtlich des Verlaufs der Grate waltet die größte Mannigfaltigkeit, da sich auf andere Weise die bestehenden Schwierigkeiten vom unregelmäßigen Achteck in das regelmäßige überzugehen nicht bewältigen ließen und sich das stärkere Motiv der Kurveneinziehung als Ueberleitung in die Kreuzblume geltend machte.

Nach diesen Darlegungen besteht wohl kein Zweifel mehr, daß die Helmumrißlinie für die beiden unteren Helmdrittel als eine aus geraden Strecken von Maßwerkzonenhöhe ausgeführte Kurve zu betrachten ist. Solchergestalt hatte sie sich Meckel als beste Lösung der gestellten Aufgabe gedacht, und so ist sie von v. Geymüller im unteren Helmdrittel und an der Nordostseite sogar bis zur Spitze erkannt worden. Alle Hypothesen von einem ungebrochenen Kurvenverlauf sind damit hinfällig. (Lang, Durm und Warth; Marggraff; Sachverständigen von 1889.) Die Absichtlichkeit der Schwellung bedarf keiner Begründung mehr; die Zahlenreihen der Tabellen beweisen dies mehr, als es Worte zu tun vermöchten.

Eine notwendige Folge dieser letzten Feststellung ist die Frage, wie kam der mittelalterliche Meister gerade zu dieser Form der Schwellung, mit anderen Worten, ist die Schwellungskurve etwa als Kreisbogen gedacht gewesen und gebildet worden, oder liegt eine andere gesetzmäßige Kurve vor, oder endlich, ist sie nach freiem künstlerischen Empfinden gezeichnet. Die bisherigen Tabellen sind in ihrem Aufbau nicht geeignet, unsere Frage zu beantworten. Die folgende Tabelle V zeigt zehn beliebig herausgegriffene Helmkurven in ihrem Hauptteil, d. h. ober- und unterhalb ihrer Mitte (∓ 0). Von dieser Mitte ausgehend wurden in gleichen Abständen von 4 zu 4 m nach unten (—) und oben (+) die Stichmaße in cm eingetragen. Als Maßlinie durfte nicht die früher benutzte gewählt werden, welche auch die Spitzeneinsenkung in sich begriffen hat, sondern eine kürzere, die vom Helmfuß bis zur Umkehrung der Ausbauchung in die Einsenkung reichte.

Wir haben oben schon errechnet, daß bei der Annahme der Schwellung nach einem Kreis diesem ein Radius von 580 m zugehöre. Legt man an diesen Kreis eine Tangente als Koordinate x und bestimmt mittels der Kreisgleichung die y-Werte der Kreiskurve, so entsprechen den auch in der Tabelle V angenommenen x-Werten die in nachstehender Zusammenstellung mitgeteilten y-Werte in mm. Das arithmetische Mittel aus der Tabelle V, also die Schwellungskurve am Turmhelm, gibt mir nach einfachster Umrechnung beinahe die gleichen Zahlen.

Tabelle V.

Grate u. Seiten	—12	—8	—4	∓0	+4	+8	+12
N NO	13	21	24	26	26	19	12
O SO	17	21	27	29	26	26	16
S SW	20	28	30	24	15	11	8
W NW	18	26	29	32	28	25	16
NO	13	19	22	22	19,5	11	5
O	13	18	23,5	26,5	25	19	10
SO	13,5	19,5	24,5	24,5	24,5	24	15
SW	16	23	27	25	23	21	11
W	13	19	23	23,5	22	19,5	14
NW	11,5	18,5	24	26	23,5	20	13

Zusammenstellung.

x		—12	—8	—4	∓0	+4	+8	+12
y	Kreis	124	55	14	0	14	55	124
	Helmkurve	124	54	8 (15)	0	22 (15)	53	124

Wer je Gelegenheit hatte, den Freiburger Helm auf seine Schwellung hin näher anzusehen, der wird zugeben müssen, daß bei dem zunächst ganz willkürlich an jedem Grat und jeder Seite anders erscheinenden Verlauf der Schwellung die Uebereinstimmung mit der Kreiskurve, wie sie die obige Zusammenstellung zeigt, eine derart große ist — beträgt doch die größte Differenz nur 8 mm —, daß wohl kaum ernstlich noch ein Zweifel bestehen kann, als habe die Kreiskurve nicht als Erzeugende der Schwellung dienen sollen. Dabei wurden selbst außerordentlich stark verbildete Kurven wie die des S.SW-Grates absichtlich in die Berechnung mit einbezogen.

Es ist nicht ohne Interesse, der Lage des Kreismittelpunktes nachzugehen. Dazu bedarf es der Kenntnis des mittleren Neigungswinkels der Schwellungskurven. Die Neigung der Grate schwankt zwischen 81° 22′ und 81° 55′. Als durchschnittliche Größe aus der Gesamtheit der Neigungen ergaben sich 81° 41′. Die lotrechte Entfernung der Kurvenstelle, welcher der Neigungswert von 81° 41′

zukommt, von der Wagrechten durch den Kreismittelpunkt, errechnet sich aus $x = r \cdot \sin (90^0 - 81^0\ 41')$ zu 83,89 m. Auf den Bau übertragen, fällt damit der Kreismittelpunkt mit hinreichender Genauigkeit in die Bodenhorizontale des Turmes. Im Verein mit der Tatsache, daß der Radius des Krümmungskreises fast genau der fünffachen Turmhöhe entspricht [14]), scheinen hier doch Beziehungen vorzuliegen, die bei der sattsam bekannten Methode der mittelalterlichen Meister nach einfachen geometrischen Proportionen und Zahlen konstruktive und formale Größen zu bestimmen, bzw. ein aus ästhetischen Rücksichten fesgestelltes Maß nachträglich geometrischen Verhältnisfiguren einzuordnen, nicht unerwähnt bleiben sollen. Der Verfasser steht daher nicht an, dem Turmmeister zu unterstellen, daß er bei der Formgebung seines Helmes, wenn nicht unmittelbar, so doch mittelbar bei der Zeichnung die Bodenhorizontale zur Mittelpunktsbestimmung des Krümmungskreises und die fünffache Turmhöhe als Krümmungsradius für seine Schwellung benutzt hat [15]).

Fassen wir das Endergebnis all dieser Untersuchungen kurz zusammen: Am Helm des Hauptturmes ist mit voller Absicht eine Schwellung der Grate und Seitenflächen durchgeführt. Als Schwellungskurve wurde von dem mittelalterlichen Meister die Kreislinie gewählt. Grate und Seitenflächen folgen nicht der Schwellinie unmittelbar, sondern setzen sich aus einzelnen geraden Elementen zusammen. Die Knicke liegen auf der Kurve und jeweils in den Zonenabschnitten der Maßwerke; an entsprechenden Stellen auch bei den Graten. Die Helmspitze gleicht die Unregelmäßigkeiten des achtseitigen Grundrißpolygons durch allmähliches Ueberführen in ein regelmäßiges Achteck aus. An Stelle der Knicke trat hier von selbst die langsam gebogene Kurve, zumal die formale Einteilung in Zonen nich tmehr besteht. Mit einer gleichzeitigen absichtlichen Einziehung der Grate und Flächen in der Spitze wurde eine schlankere Form der Helmendigung angestrebt und erzielt, und der Uebergang in die Schlußkreuzblume vorbereitet.

Gewissermaßen als eine logische Forderung aus der formalen Gestaltung der Schwellung mußten wir ihre unbedingt gewollte Ausführung anerkennen. Aber daraus erwächst wieder eine neue Pflicht, sich darüber klar zu werden, welchen Zweck der Turmmeister mit der Kurvatur erreichen wollte. Bei dem großen Interesse, das gerade dieser Frage nach den Gründen für die Schwellung entgegengebracht wurde und bei der vielseitigen Beleuchtung, die man ihr seit langem angedeihen ließ, werden sich hier keine neuen Momente mehr ergeben können. Manche der vorgebrachten Argumente halten aber einer näheren Prüfung nicht stand. In Uebereinstimmung mit einigen anderen Autoren sah z. B. K. Marggraff in der mäßig gewölbten Form das praktische Motiv zur Verbesserung der Stabilität des Helmes. Dabei wurde jedoch die Schwellung gar nicht in ihrem richtigen Verhältnis zu den statischen Kräften betrachtet, denn sie wurde stets nur in Beziehung gesetzt zum Längsdruck im Helm, für den sie ziemlich bedeutungslos ist, ihr dagegen keine Beobachtung geschenkt beim Ringdruck. Diesen verkleinert die Schwellung an der gefährlichsten Stelle des Maximums eventuell bis zum Ringzug. Darin liegt nicht nur kein Vorteil, sondern ein Nachteil für die Standfestigkeit des Helmes, dem allerdings durch Eisenringe abzuhelfen war. Aber damit schaltet zugleich für den mittelalterlichen Baumeister ihre Ausführung aus konstruktivem Beweggrunde aus. Eine andere Begründung stellte C. Meckel zur Diskussion: es könne nämlich während der Dauer des Bauens eine Planänderung stattgefunden haben, insofern als die ursprünglich beabsichtigte Höhe des Helmes auf ein geringeres Maß reduziert wurde und diese Verringerung der Höhe durch eine zweifache Brechung der Umrißlinie erreicht worden sei. Diese Ansicht Meckels hat zur Voraussetzung, daß das erste Helmdrittel mit gerade verlaufenden Graten ausgeführt ist, während es sich der Schwellung in den beiden oberen Helmdritteln zwanglos einfügt. Eine grundsätzliche Planänderung hat deshalb während des Baues nicht stattgefunden. Von anderen Seiten sind dann eine ganze Reihe von Gründen für die Schwellung genannt worden, die sich als die Auswertung von aus optischen Täuschungen gezogener Erfahrung bezeichnen lassen. Dagegen läßt sich sachlich nichts einwenden. Nur der Vorwurf kann erhoben werden, daß mit der Beschränkung lediglich auf optische Korrekturen das Gebiet zu eng gefaßt, das Wesen der Sache nicht erschöpfend genug behandelt ist. Diese Helmform ist gewiß nicht allein entstanden als letztes Produkt aus lauter Erfahrungstatsachen, sondern auch als momentane Eingebung eines im wahren Sinne des Wortes Gott begnadeten Künstlers, der seinen Helm nicht auf dem Papier entworfen und dabei nach schönen Linien und Verhältnissen gesucht hat, der ihn vielmehr als plastisches Kunstwerk empfunden und über den mehr mechanischen, wenn auch notwendigen Weg der ebenen Zeichnung in Wirklichkeit umgesetzt hat. Den unserm Auge wohltuenden Eindruck des Helmumrisses, einen vollendeten Fluß der Linienführung durch keine Härte gestört, eine unübertreffliche Harmonie der Gesamterscheinung, sie hat der Meister mit der Schwellung gewollt, mit feingebildetem Geschmack angestrebt, durch ein angeborenes und geschultes künstlerisches Schönheitsgefühl vereint mit hohem ästhetischem Takt erreicht. In diesem Sinne haben sich denn auch schon Lang, Durm und Warth (1877), Marggraff (1881), Friedrich Adler (1881)[16]), und Schaefer (1895) geäußert [17]). Es geschah dies mit umso größerer Berechtigung, als das Mittelalter auch sonst Schwellungsformen aus ästhetischen Rücksichten angewendet hat, wie durch des Amerikaners Goodyear Untersuchungen für italienische Kirchen zweifelsfrei nachgewiesen und auch für Werke der französichen Gotik als wahrscheinlich erklärt ist[18]).

Wir sind bei der letzten Frage angelangt, die uns das Problem dieser Schwellung stellt, nämlich der, warum der Meister gerade das vorliegende Ausmaß für sie gewählt hat. Die Antwort hierauf ist eigentlich schon im Vorstehenden gegeben. Die relative Größe der Schwellung unterstand den Gesetzen der Aesthetik; ihre Grenzwerte nach oben oder unten waren da, wo sich nach dem subjektiven Empfinden des Künstlers ein störender Einfluß auf die harmonische Wirkung des Ganzen bemerkbar machen konnte.

Die vorliegende Arbeit hat in vielen Punkten zu wesentlich anderen Ergebnissen geführt, als sie bisher bestanden haben. In der Feststellung der Tatsachen enthält sie ungewollt manche Kritik an den Urteilen der früheren Autoren, aber auch an der Bauausführung eines Werkes, vor dem wir sonst nur mit höchster Bewunderung stehen. Doch soll sie solch kleinlicher Kritiksucht nicht dienen; es gilt unsern Einblick in das Kunstschaffen einer hochstehenden Zeit zu vertiefen, um auch mit dem Verstand zu erfassen, was uns unser Schönheitsempfinden von der höchsten Kraftäußerung eines künstlerischen Genies übermittelt.

---

[14]) Die Turmhöhe ist vom städtischen Vermessungsamt unterm 10. November 1920 zu 115,3 m gemessen; und 580 : 5 = 116 m.

[15]) Mit Leichtigkeit hätte es gelingen können, ohne eine Unwahrheit zu begehen, die fraglichen Maße auf einige Zentimeter genau gegeneinander abzustimmen. Es wurde davon Abstand genommen, weil es schien, daß die Uebereinstimmung der mit vielen und leicht zu bereinigenden Zufälligkeiten behafteten Zahlen groß genug ist, um auch so jeden vorurteilsfreien Leser zu überzeugen.

[16]) Fr. Adler, Das Münster zu Freiburg i. Br. Deutsche Bauzeitung. 1881. S. 506.

[17]) Die Auffassung von Fr. Baer (Anmerkung 9) kann hier nicht erörtert werden. Sie fußt auf der Grundrißanlage des Turmes und steht nur in losem Zusammenhang mit dem Helm. Fr. Kempf, Unser lieben Frauen Münster, in: Die Stadt und ihre Bauten, Freiburg 1898, S. 264, hat Baers Ansicht geteilt, seine Auffassung aber noch erweitert durch eine fast wörtliche Uebernahme der Begründung aus dem Gutachten der Sachverständigen von 1889.

[18]) W. Goodyear, Architetcural refinements in Italien churches. American Journal of Archaeology. Bd. VI. 1902. S. 166—196.

Die Bodenverhältnisse des Ems-Weser-Leine-Kanals.

Von Dr. phil. **A. Mestwerdt,** Bergrat an der Preußischen Geologischen Landesanstalt in Berlin.

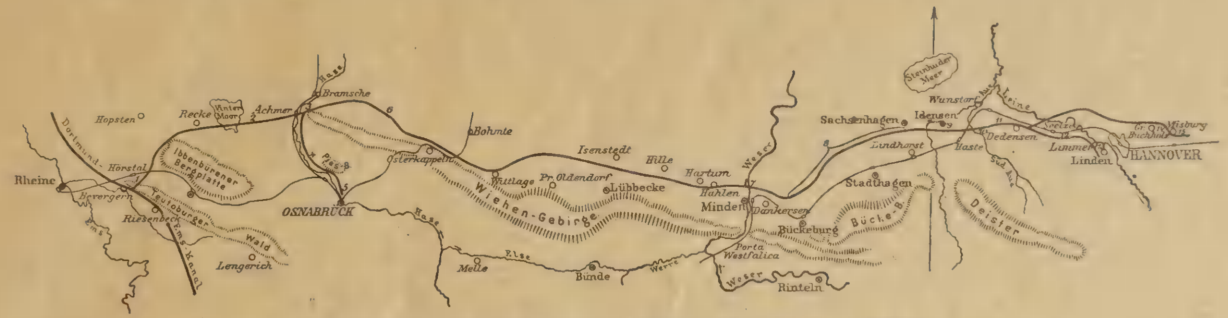


Abb. 1. Der Ems-Weser-Leine-(Mittelland-)Kanal. M 1 : 500000.

Gebirgsschichten von der Kanalsohle:

1) Untere Kreide (Aptien), 2) Unterer Keuper, 3) Weißer Jura, 4) und 5) Buntsandstein, 6) Untere Kreide (Wealden), 7) Untere Kreide (Oberes Valendis), 8) Untere Kreide (Unteres Valendis — Oberes Hauterive), 9) Untere Kreide (Oberes Hauterive), 10) Mittlerer Buntsandstein, 11) Obere Kreide (Turon-Cenoman), 12) Untere Kreide (Oberes Hauterive), 13) Oberer und mittlerer Jura (Kimmeridge, Korallenoolith und Ornatenzone), 14) Untere Kreide (Gault), 15) Obere Kreide (Turon).

A. Allgemeine Vorbemerkungen.

Der Aushub des Ems-Weser-Leine-Kanals hat der geologischen Forschung ein umfangreiches Beobachtungsmaterial geliefert, das um so wertvoller war, als bei Festlegung der Kanalspur in dem ganzen von dieser durchzogenen Gebiete geologische Spezialkarten im Maßstabe 1 : 25000, wie sie von der Preußischen Geologischen Landesanstalt in Berlin herausgegeben werden, noch nicht vorhanden waren. Unsere Kenntnis des Gebietes beruhte bis dahin auf Uebersichtskarten, deren geologische Eintragungen für die zahlreichen praktischen Aufgaben des Kanalbaues in keiner Weise ausreichten, und auf einigen wenigen Abhandlungen, die sich zumeist mit rein wissenschaftlichen Fragen beschäftigten. Jetzt aber war eine ins einzelne gehende Kenntnis des Bodens ein Haupterfordernis, und zu diesem Zwecke, wie auch zur Ermittlung der Grundwasserverhältnisse wurden zahllose Flachbohrungen längs der Kanalmittellinie und vielfach auch seitlich davon getrieben. Die Bohrungen in der Mittellinie stehen fast alle in Abständen von 100 m und reichen zumeist 1 m, oft aber auch tiefer unter die geplante Kanalsohle hinab. Nach den Bohrergebnissen ließ sich ein Bodenprofil längs der Kanalachse zusammenstellen, das freilich später, als man bei der Ausbaggerung des Kanalbettes umfangreichere Bodenproben gewann, hier und da wesentliche Ergänzungen bezüglich der petrographischen Entwicklung der einzelnen Schichten erfuhr, ja dort, wo fester Gebirgsuntergrund freigelegt wurde, oft jetzt erst richtig gedeutet werden konnte. Da übrigens durch das Baggern die Grenzen der verschiedenen Bildungen meist verwischt wurden, so war man zur Feststellung von Mächtigkeiten immer wieder auf die Bohrprofile angewiesen. Vorzügliche Aufschlüsse boten die tiefen Ausschachtungen für die zahlreichen Brückenpfeiler.

Feste Gebirgsschichten wurden bei Hannover und besonders im Bückeburgischen auf längere Erstreckung in der Kanalsohle angeschnitten, im übrigen ragen sie nur in geringem Umfange mehr oder weniger dachförmig und fast immer noch von sandigen oder lehmigen Deckschichten überkleidet aus dem tieferen Untergrund gegen die Tagesoberfläche empor. Es wurden im ganzen an 15 Stellen Gebirgsschichten angefahren, die sämtlich dem Mesozoikum angehören, und zwar vom Buntsandstein an bis zur oberen Kreide (Abb. 1.); ihre nähere Beschreibung möge bei Darlegung der Bodenverhältnisse in den einzelnen Baustrecken erfolgen.

Von diesen Vorkommen abgesehen, liegt das Kanalbett ganz in Bildungen der Quartärformation. Hiervon rechnet man zum Alluvium die auch heute noch bei Hochwasser größtenteils überschwemmten Niederungen der Weser, der Leine, der Hase und der Nebenläufe dieser Hauptgewässer unseres Gebietes, sowie auch die großen Moore nördlich der Ibbenbürener Bergplatte und des Wiehengebirges. Als Diluvium bezeichnet man anderseits die von jenen Niederungen aus ansteigenden, größtenteils aus Sand und Lehm bestehenden Flächen. Zur Vermeidung von Wiederholungen erscheint es zweckmäßig, eine Uebersicht über die Entwickelung der Diluvialschichten, deren verschiedenen Formen wir bei unserer Wanderung längs des Kanals immer wieder begegnen werden, der Schilderung der einzelnen Kanalabschnitte voranzuschicken.

Von den Vergletscherungen, die zur Diluvialzeit mindestens dreimal Norddeutschland bedeckten, sind nur die beiden älteren bis in unser Gebiet vorgedrungen, während die jüngste (3.) Vereisung schon weiter nördlich ihr Ende fand. Indessen ist von den beiden älteren Vereisungen nur eine Grundmoräne erhalten geblieben, die wir der zweiten oder der Hauptvereisung zuschreiben, und mit dieser Grundmoräne bringen wir alle eiszeitlichen wie zwischeneiszeitlichen Bildungen in Beziehung. Die Grundmoräne selbst besteht aus einem schichtungslosen, kalkhaltigen Gemenge von feinsten Tonteilen, Sand, Kies und Geschieben bis zu den größten Findlingen. Dies Gemenge, Geschiebemergel genannt, hat beim Kanalbau als Dichtungsmaterial eine große Rolle gespielt, wovon später noch die Rede sein soll. Unter dem Geschiebemergel liegen mächtige Sandmassen, die man als Schmelzwässerabsätze derselben oder auch der ersten Vereisung ansehen kann. Die Kiesmassen darin bestehen weniger aus nordischen, als in der Hauptsache aus einheimischen Gesteinen; sie sind aus dem südlich gelegenen Berglande von den Wasserläufen mitgebracht, deren Wasser sich mit dem Schmelzwasser vereinigte und vor dem Eisrande westwärts abfloß. Auch sind ältere Schotter unserer heimischen Gewässer vom Eise aufgearbeitet worden. Stellenweise findet sich unter der Grundmoräne auch Torf. In diesem Falle müssen wir den Sand unter dem Torf ganz als Schmelzwasserabsatz der 1. Vereisung betrachten, während der Torf eine Bildung der 1. Zwischeneiszeit ist, wo das Eis sich auf seine nordischen Ursprungsgebiete zurückgezogen hatte und in unsern Breiten ein gemäßigtes Klima herrschte. Auf der Grundmoräne oder, wo diese nachträglich wieder fortgeräumt war, liegt auf dem älteren Sand wieder Sand, ein Schmelzwasserabsatz der Haupteiszeit, der besonders westlich der Weser in weiten Niederungen sich ausbreitet. Darüber findet sich gelegentlich ein Torflager der jüngeren Zwischeneiszeit und endlich wiederum Sand der Schmelzwässer der letzten Vereisung, der in den alten Talräumen abgelagert ist, während gleichzeitig außerhalb dieser Gebiete ein staubfeiner Sand, der Löß, sich ausbreitete und alle älteren Diluvialbildungen verhüllte.

Daraus ergibt sich folgende Ordnung der Diluvialschichten:

Jüngste Eiszeit: Löß (∂l), Talsand (∂as) und Schotter (∂ag) der unteren Weser- und Leine-Terrasse.

Jüngere Zwischeneiszeit: Torf (∂it).

Vorletzte Eiszeit: Geschiebesand (ds), Talsand (das), Geschiebemergel (dm), Sand und Schotter (ds — dg) der mittleren Weser- und Leine-Terrasse.

Aeltere Zwischeneiszeit: Torf (dit).

Aelteste Eiszeit: Sand und Schotter (ds — dg) der oberen Weser- und Leine-Terrasse.

Es ist nun freilich keine Stelle am Kanal bekannt geworden, wo diese Diluvialstufen sämtlich vorhanden wären; oft ist nur eine einzige dieser Ablagerungen übrig geblieben, während alle älteren Bildungen schon vorher abgetragen waren und jüngere einer späteren Erosion zum Opfer fielen. Immerhin sind, zumal in der Nähe der Weser und der Leine oder sonst unter günstigen Umständen, umfangreiche Schichtenfolgen beobachtet worden, nach denen das obige Gesamtprofil zusammengestellt wurde.

Unter der großen Zahl von Fragen und Aufgaben der praktischen Geologie beim Kanalbau haben doch die allermeisten einen zu sehr örtlichen Ursprung gehabt, um in dem engen Rahmen dieses Rückblicks Erwähnung zu finden. Hierin gehören auch die wieder-

holten Klagen der Unternehmer, daß die Bohrproben von dem Untergrund eine günstigere Vorstellung gestatteten, als sie hernach durch die Ausschachtung berechtigt erschien. Solche Klagen waren indessen selten begründet und eigentlich nur dort, wo in der Kanalspur Gebirgsschichten aufragten und von sehr harten Gesteinsbänken infolge des Stoßverfahrens nur Bohrmehl, statt mit der Krone geschnittener Kernstücke vorlagen. Einwandfreie Feststellungen bezüglich der Beschaffenheit des Gebirgsuntergrundes ist aber z. B. für die Ausbaggerung unerläßlich. Denn während die sandigen und lehmigen Ablagerungen der Quartärformation gleich vorteilhaft mit dem Eimerbagger und Löffelbagger fortgeräumt werden, greift man die Schiefertone, die Mergel- und sonstigen Gesteinsbänke der Gebirgsformationen besser mit dem Löffelbagger an; die Eimerbagger finden auf glatten Schichtflächen dieser Gesteine zu wenig Angriffspunkte und arbeiten nur dann mit Erfolg, wenn die Baggereimer die Schichten von unten her aufbrechen können.

Eine Hauptfrage von allgemeiner praktischer Bedeutung war die nach geeignetem Dichtungsmaterial, das bei den langen Strecken, auf denen der Kanal innerhalb aufgeschütteter Dämme oder in durchlässigen sandigen Schichten dahingeführt wird, in großen Mengen benötigt wurde. Von allen tonhaltigen Bildungen hat sich der Geschiebemergel als vorzüglichstes Dichtungsmaterial erwiesen, die innige Vermengung von Sand und Ton gibt der Masse im Wasser die nötige Standfestigkeit. Nachteilig sind bei dem Geschiebemergel in seinem natürlichen Vorkommen einesteils Einlagerungen tonarmer Sand- und Kiesstreifen, die bei der Entnahme mit dem Bagger nicht ausgesondert werden können, und andernteils große Geschiebe. Fette Tone können als Dichtungsmaterial nur zwischen festen Wänden erfolgreich verwandt werden, während sie im Kanalbett vom Wasser leicht aufgeweicht würden und dann nach der Mitte hin fließen. Ganz ungeeignet für Dichtungen ist der Löß oder auch sein Verwitterungsprodukt, der Lößlehm; er besteht in der Hauptsache aus feinsten Quarzsplitterchen und enthält zu wenig bindende, tonartige Bestandteile, so daß er im Wasser sehr schnell auseinanderfließt. Mit den Schiefertonen der unteren Kreide, die westlich der Weser, z. B. bei Isenstedt und östlich der Weser in ausgedehntem Maße zur Verfügung standen, hat man bei ihrer Verwendung zu Dichtungszwecken keine günstigen Erfahrungen gemacht, weil die Aufarbeitung zu schwierig ist. Bei späteren Ausbesserungsarbeiten (1919) hat man bei Isenstedt nicht mehr den Schieferton, sondern den auf ihm in dünner Decke an der Tagesoberfläche sich ausbreitenden Geschiebemergel oder den verwitterten Geschiebelehm verwandt.

Die Untersuchung der Bodenverhältnisse am Ems-Weser-Leine-Kanal haben Dr. phil. E. Harbort, jetzt Professor für Lagerstättenlehre an der Technischen Hochschule Berlin, und der Verfasser im Auftrage der Preußischen Geologischen Landesanstalt ausgeführt, und zwar hat Herr Harbort den östlichen Abschnitt von Misburg bei Hannover bis Osterhahlen westlich der Weser bei Minden, und der Verfasser die übrige Strecke bis zum Dortmund-Ems-Kanal bearbeitet. Die wichtigsten Ergebnisse unserer Untersuchungen haben wir als „Vorläufige Mitteilungen über das geologische Profil des Mittelland-Kanals“ in der Zeitschrift der Deutschen Geologischen Gesellschaft, Band 66, Jahrgang 1914, mitgeteilt. Die dort veröffentlichten Textabbildungen konnten auch für den vorliegenden Bericht Verwendung finden.

B. Die einzelnen Kanalstrecken.

1. Vom Westende des Kanals bis zur Hase.

Unmittelbar nach seiner Abzweigung vom Dortmund-Ems-Kanal durchquert der Ems-Leine-Kanal den Teutoburger Wald zwischen Bergeshöveder Berg und Huckberg. Beide Erhebungen bestehen aus hellbraunen Sandsteinen, die hier in mehreren Steinbrüchen gewonnen werden und der Unteren Kreideformation angehören. Das Quertal, die Gravenhorster Schlucht, ist durch eine tief unter die heutige Talsohle hinabreichende vor- oder altdiluviale Ausfurchung der Sandsteine entstanden, und diese Furche wurde später, in diluvialer Zeit, hauptsächlich durch mächtige, kieshaltige Sandmassen zum Teil wieder ausgekleidet. So liegt das Kanalbett hier fast ausschließlich in diesem Sande und schneidet den Gebirgsuntergrund in größerem Umfange erst nördlich des Quertales und der neuen Brücke im Zuge der Hörstel—Riesenbecker Straße an. Hier tauchen also die Gebirgsschichten höher empor, als in der Mitte des Quertales (vergl. Punkt 1 in Abb. 1). Doch sind es hier keine festen Sandsteinquadern mehr, sondern dunkle, mürbe tonige Sandsteine und sandige Tone, die aber nach den in ihnen gefundenen Versteinerungen auch noch zur unteren Kreide gehören. Die Schichten werden gegen die Tagesoberfläche von hellem Sand bedeckt, der weiterhin bis unter die Kanalsohle hinuntergeht. Der Kanal schneidet hier in das ausgedehnte Sandgebiet ein, das sich auf der Nordseite des Teutoburger Waldes bis über Ibbenbüren hinaus fortsetzt, das die Ibbenbürer Bergplatte im Westen und Norden umfaßt und sich weiterhin bis über das Gebiet der Hase hinaus auf der Nordseite des Wiehengebirges mindestens bis in die Gegend von Osterkappeln ausdehnt. Der Sand ist in seinen oberen Abschnitten durchweg von gleichmäßig feinem Korn und von hellbrauner bis grauweißer Farbe. An der Tagesoberfläche wird er oft durch humose Beimengungen schwarz, ohne daß es auf der Strecke Bevergern zu reinen Torfbildungen kommt; vielmehr kann man die hierher gehörigen Bildungen, wie z. B. zwischen km 2 und 3, 2,5 und 4,5, 9 und 9,7, 10,2 und 10,7 nur als mehr oder weniger humose Sande bezeichnen. Der reine Sand darunter zeigt so gut wie gar keine Schichtung; was als solche erscheint, ist meist nichts anderes als eine zur Tagesoberfläche parallel verlaufende Anreicherung von Brauneisen. Feucht fühlt sich der Sand bei großer Feinheit geradezu plastisch an, und daher rührt in den Bohrverzeichnissen oft die Bezeichnung als lehmiger oder toniger Sand. Geologisch ist dieser Sand als Talsand (∂as) zu deuten, der sich in den weiten Niederungen ablagerte, als das vorletzte Inlandeis auf seinem Rückzuge schon weiter nordwärts lag. In der Tiefe wird der Sand kiesig und ist dann wohl als Schmelzwasserabsatz des kaum erst abgerückten Eises zu betrachten. Nur selten sieht man etwas von der Grundmoräne der Vereisung selbst, wie z. B. in km 4,7, wo toniger Geschiebemergel in der Kanalsohle aufragt, und ähnlich in km 10,8—11,8.

An zwei Stellen, in km 6 bis 6,7 und km 9 ist der Kanal in nächster Nähe von Erhebungen der Ibbenbürener Bergplatte vorbeigeführt, doch wurden deren Gebirgsschichten bei der Ausschachtung nicht angeschnitten.

Auf der Strecke Recke bildet der Sand wie bisher die Hauptbodenart. Unter ihm wurde Geschiebemergel oder auch Geschiebelehm vielfach auf größerer Erstreckung der Sohle des Kanals angeschnitten, so zwischen den km 12,1 und 13,1, 16,3 und 18,7, 21,3 und 22,8. Zuoberst ist der Sand außer in dem Recke zunächst belegenen Abschnitte durchweg humos, ja es kommt sogar zu wahren Torfbildungen, so in Haarkamps Moor, in Heegers Bracke und im Düsterdieck, doch ist die Torflage hier meist nur wenige Dezimeter stark. Nach einer kurzen Unterbrechung „auf der Hahr“, wo Sand und darunter Geschiebemergel den Untergrund bilden, erreicht dann der Kanal das Vinter Moor in km 18,6. Der Geschiebemergel taucht hier unter die Kanalsohle hinab, um erst nahe dem Ostrande des Moors, nämlich in km 21,3, wieder aufzusteigen. Der Torf des Vinter Moores hat auf dieser Strecke eine durchschnittliche Mächtigkeit von 1 m, während der Humusboden weiterhin nördlich vom Schachsel und vom Roten Berg, wo der Kanal verschiedene kleinere Moorflächen durchschneidet, in seiner Stärke wechselt.

Die beiden eben genannten flachen Erhebungen, Schachsel und Roter Berg, bestehen aus Buntsandstein und Muschelkalk, die aber vom Kanal nicht angefahren wurden. Im Fortstreichen des Roten Berges fanden sich im Sand bei km 23,9 rote Tonbrocken, die wohl dem Buntsandstein entstammen. Dagegen fanden sich Gebirgsschichten in der nordwestlichen Fortsetzung des Schachsel, hauptsächlich in km 22,2 und 22,3 (vergl. Punkt 2 in Abb. 1). Sie bestehen hauptsächlich aus grauen und bunten Mergeln mit gelben Dolomiten und roten Sandsteinen, einem Schichtenwechsel, der dem unteren Keuper zuzurechnen ist. Das Einfallen der Schichten ist nach NO gerichtet. Die kuppenförmig aus der Tiefe aufragende Keupermasse wird vom Geschiebemergel umgeben, der stellenweise bis an die Tagesoberfläche reicht, und an den sich westwärts wie ostwärts Talsand anlagert.

Auf der Strecke Bramsche westlich des Hasetales lagern mächtige feine Sande von heller, gelblicher oder grauer Farbe, denen kiesige Beimengungen ganz zu fehlen scheinen. Es sind Talsandablagerungen (das), die oberflächlich mehr oder weniger humos sind. In der Nähe von Achmer ist der Sand in zahlreichen dünenartigen Erhebungen zusammengetragen, wodurch der sonst so einförmige Talsandboden eine abwechslungsreiche Oberfläche erhält.

Der Talgrund der Hase besteht gleichfalls vorwiegend aus Sand, der unregelmäßige Einlagerungen von mooriger, toniger, seltener auch kiesiger Beschaffenheit enthält.

2. Der Zweigkanal nach Osnabrück.

Unmittelbar südlich der Einmündung des Zweigkanals in die Hauptstrecke mußten Gebirgsschichten sowohl im Kanalbett, wie auf der Ostseite in umfangreichem Maße fortgeräumt werden (vgl. Punkt 3 in Abb. 1). Das Gebirge besteht hier hauptsächlich aus bröckligen Tonen und Mergeln, denen zahlreiche harte Kalk- und zum Teil auch Sandsteinbänke eingeschaltet sind. Es würde zu weit führen, die etwa 75 m mächtige Schichtenfolge, die der oberen Juraformation zuzurechnen ist und viele geologisch bemerkenswerte Einzelheiten aufweist, hier bankweise näher zu beschreiben. Die Schichten fallen nach N ein, und die harten Bänke bedingen in ihrer Gesamtheit den schmalen, unbedeutenden Bergrücken, der ostwärts nach Pente hinführt und sich auch noch weiterhin im Gelände hervorhebt. Nach dem Liegenden zu, also in südlicher Richtung, überwiegen in dem Juraprofil zunächst die mürben Ton- und Mergelschichten, die der

vordiluvialen Ausräumung in stärkerem Maße zum Opfer gefallen sind, so daß sie unter dem Kanalbett verschwinden, das hier ganz in diluviale Sandmassen eingeschnitten ist. Aber schon kurz darauf tauchen wieder Gebirgsschichten empor, und zwar ist es jetzt die tiefste Abteilung des Oberen Jura, die unter der Brücke der Straße Achmer—Pente ansteht und als ein kleiner scharfer Bergrücken durch Schagen sich ostwärts zum Penter Knapp fortsetzt, wo dieselben Gesteine in dem Einschnitt der Straße Osnabrück—Bramsche abermals zu sehen sind. Die im Kanalbett aufgeschlossene Schichtenfolge von rund 60 m Mächtigkeit und gleichfalls nördlichem Einfallen beginnt in ihrem tiefsten Teil mit schiefrigen Tonen, auf die sich dunkelgraue, in frischem, unverwittertem Zustande recht harte Sandsteine legen, die mit tonigen Lagen abwechseln. Sodann folgen mehrere außerordentliche harte Quarzitbänke, die der Forträumung mit dem Löffelbagger großen Widerstand entgegensetzten. Die Mächtigkeit der Quarzite samt ihren tonigen Zwischenlagen beträgt 8 m. Darüber waren noch etwa 25 m vorwiegend mürbere, tonige Schichten zu sehen, die mehr und mehr von Sandmassen bedeckt werden, unter denen sich das Juraprofil zu den eingangs erwähnten Schichten fortsetzt.

Im übrigen bietet der Osnabrücker Zweigkanal wenig Abwechslung in geologischer Hinsicht. Er liegt bis zur Schleuse bei Halen fast ausschließlich in recht gleichmäßig feinem Sand. Südöstlich von Halen tritt stellenweise unter dem Sand Geschiebemergel hervor, der nordwestlich vom Pyer Ding durch Aufnahme von Buntsandsteinmaterial eine rote Farbe angenommen hat, so daß man hier den anstehenden Buntsandstein wohl in geringerer Tiefe erwarten kann. In einem anderen tieferen Einschnitt, und zwar in km 9,6, war der Buntsandstein selbst in der Kanalsohle freigelegt (vergl. Abb. 1, Punkt 4, an den Punkt 5 dicht heranzurücken ist).

Auf der Südseite des Piesberges lagern außerordentlich mächtige Sandmassen und auch weiterhin, im Gebiet der zweiten Schleuse, sowie beim Osnabrücker Hafen, besteht der Untergrund aus Sand.

3. Von der Hase bis zur Weser.

Rechts der Hase und auf der Nordseite des Wiehengebirges haben die weitausgedehnten Talsandflächen ihre Fortsetzung, in die auf der bisher betrachteten Strecke das Bett des Hauptkanals eingeschnitten ist. Das Bild bleibt das gleiche: im oberen Teil besteht das Bodenprofil aus feinem Sand, der oberflächlich etwas humos, in seltenen Fällen, so in km 42,9—43,3 (Strecke Engter), auch wohl mal eine humusreichere, linsenförmige Einlagerung 2—3 m unter der Tagesoberfläche enthält; in tieferen Aufschlüssen zeigt sich unten gelegentlich etwas gröberer und kieshaltiger Sand. Diese Verhältnisse bleiben zwischen Bramsche und Venne, also auf eine Erstreckung von zwei Meilen, unverändert dieselben. Nordöstlich von Venne tritt in km 47,3 plötzlich Gebirge aus dem Sand hervor, ohne freilich die Oberfläche zu erreichen, es sind Sandsteine und Schiefertone der Wealdenformation (vergl. Punkt 6 in Abb. 1), deren Kohlenflöze in dem benachbarten Bohmte abgebaut werden. An die dachförmig aufragenden Wealdenschichten lagert sich bis km 47,9 Geschiebemergel an, der auch etwas weiter, im Felsener Moor, bis dicht an die Tagesoberfläche tritt, die selbst überall von Sand gebildet wird. Zwischen Felsen und Langelage erreichte der Kanaleinschnitt bei km 50,5 und 51 (Strecke Osterkappeln) eine Tiefe von etwa 8 m; es waren hier feine und gröbere Sande mit lebhafter Kreuzschichtung und eingeschalteten Kiesbänken zu sehen, die in ihrer Gesamtheit durchaus das Bild der von Schmelzwässern aufgeschütteten Vor- und Nachschüttungssande der Vereisung boten. Der Kies war vorwiegend nordischen Ursprungs, die Gerölle klein bis wallnußgroß, selten bis faustgroß.

In der Strecke Essen besteht der Untergrund wiederum in erster Linie aus feinem Sand, zu dem verschiedentlich kiesiger Sand und Geschiebelehm kommt. Im östlichen Abschnitt dieser Strecke und in dem ganzen übrigen Kanalgebiet weiter ostwärts bis Hannover findet sich nun an der Tagesoberfläche meist ein staubfeiner Lehm von lichtbräunlicher, seltener mehr grauer Farbe. Es ist der Löß oder, wie man bei fehlendem Kalkgehalt sagt, der Lößlehm, den wir in unserer einleitenden Uebersicht über die Entwicklung der Diluvialschichten als eine Ablagerung der letzten Eiszeit bezeichnet haben. Seine Mächtigkeit schwankt und kann bis zu mehreren Metern betragen. Vor seiner Ablagerung sind die älteren Diluvialbildungen mehr oder weniger zerstört, so daß vom Geschiebemergel oft nicht mehr als einzelne kleinere und größere Geschiebe, eine „Steinsohle", übrig geblieben sind. Auf der Strecke Preußisch-Oldendorf lagert Talsand fast durchweg auf Geschiebelehm. Bei Brockhausen und Rabber liegt außerdem auf dem Talsand ein dunkler, zäher Ton jungdiluvialen oder altalluvialen Alters, der mit einer aufgewalzten Sandpackung versehen zu Dichtungszwecken verwandt werden konnte.

In der Strecke Lübbecke liegt der Kanal mehrere Kilometer in der Talaue der Flöte und des Stangenbaches. Das alluviale Schwemmland besteht aus humosen und tonig-sandigen Absätzen, die nach unten in Sand übergehen, der sicherlich größtenteils als

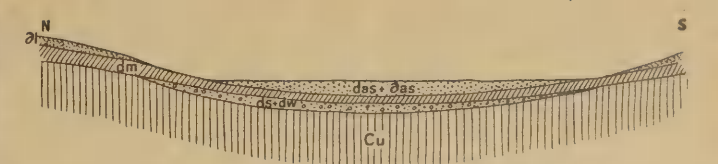


Abb. 2. Schematisiertes Profil nördlich von Lübbecke.

δi = Lösslehm der letzten Eiszeit, das-δas = Talsande der vorletzten und letzten Eiszeit δm = Grundmoräne der vorletzten Eiszeit, δs-δw = Diluviale Sande mit Weserschottern cu = Untere Kreide (Wealden).

Der Kanal liegt in der Niederung, seine Achse steht senkrecht zur Bildfläche.

diluvialer Talsand anzusehen ist. Bei der alten Fasanerie in Hollwinkel (km. 75,7) wurde darin in 2,80 m Tiefe ein wohl von einem Mammuth stammender Rückenwirbel gefunden. Eine Trennung des alluvialen Feinsandes von dem diluvialen Talsand ist indessen nicht scharf durchzuführen; der alluviale Absatz ist in Abb. 2 mit den Talsanden der vorletzten und letzten Eiszeit (das—δas) vereinigt dargestellt worden. Darunter folgt streckenweise Geschiebemergel, der hier an der Flöte und am Stangenbach also tiefer liegt, als auf dem Uferhange zwischen Gestringen und Isenstedt. Da der Geschiebemergel wasserundurchlässig ist, so steht das Grundwasser unter ihm unter artesischem Druck. Man konnte denn auch beim Kanalbau in der Gegend westlich von Renkhausen das artesisch zudrängende Wasser beobachten, als die Geschiebemergellage abgebaggert worden war. Das Wasser kommt aus einem Sand- und Kieslager, das zwischen dem Geschiebemergel und dem aus Schiefertonen der Unteren Kreide bestehendem Gebirgsuntergrunde liegt. Der Kies, der bei Renkhausen gut aufgeschlossen war, ist dadurch bemerkenswert, daß er hauptsächlich Weserschotter, und zwar vorwiegend Buntsandstein, enthält. Wir haben hierin einen Anhaltspunkt für die von anderer Seite vertretene Annahme, daß die Weser nördlich der Porta vor dem nordwärts liegenden Eise zeitweilig auf der Nordseite des Wiehengebirges nach Westen abgedrängt wurde. Wir befinden uns hier bei Renkhausen noch 14 km von dem heutigen Weserlaufe entfernt.

Nordwestlich von Renkhausen liegt Isenstedt, wo Schiefertone der Wealdenformation in einer ausgedehnten Grube gewonnen wurden, um, wie einleitend erwähnt, als Dichtungsmaterial verwandt zu werden.

Oestlich von Renkhausen, in km 84,2—85,5 durchschneidet der Kanal das „Alte Moor" südlich Stellerort. Der Hochmoortorf erreicht in km 84,5 und 84,6 eine Mächtigkeit von 4,5 m und verflacht sich nach den Rändern des Moores. Der Torf lagert auf Talsand und dieser auf Geschiebemergel. In Birkenfeld von km 85,6—86,4 tritt der Talsand zutage, und in Anschluß daran folgt wieder eine Moorstrecke, das Gest-Moor, ein Abschnitt des Großen Torfmoores, das in durchschnittlich 2 km Breite dem Laufe der Bastau folgt. Der Kanal folgt dem Nordrande dieses Moores von Hille an Südhemmern und Hartum vorbei bis Hahlen. Die geologischen Verhältnisse der Strecke Hille entsprechen denen bei



Abb. 3. Schematisiertes Profil südlich von Hille-Hartum.

at = Alluvialer Hochmoortorf, δi = Lösslehm der letzten Eiszeit, δas = Talsand der letzten Eiszeit, δit = Torflage der jüngeren Zwischeneiszeit, das = Talsand der vorletzten Eiszeit, dm = Grundmoräne der vorletzten Eiszeit, dw-ds = Weserschotter und älterer diluvialer Sand, cu = untere Kreide.

Der Kanal liegt am Nordrande des Grossen Moores.

Lübbecke, doch hat sich das dort gewonnene Bild durch einige günstige Aufschlüsse vervollständigen lassen, wie an Hand von Abb. 3 näher erläutert werden werden möge.

Der nirgends freigelegte Gebirgsuntergrund besteht hier aus dunklen Schiefertonen, die wohl größtenteils der Wealdenformation angehören. Ihre Oberkante zeigt eine Talform, die die heutige noch übertrifft. In diesem vordiluvial ausgeräumten Tale lagert sich mit Weserschotter vermischter Diluvialsand an und auf diesem der Geschiebemergel mit einer Unterkante, die dem Querschnitt des alten Tales folgte. Es hatte also vor Ausbreitung des Geschiebemergels eine neue Talausfurchung stattgefunden, an der sich schließlich auch das Inlandeis selbst noch beteiligt haben mag; denn besonders in einem Aufschluß bei Hartum war recht gut zu sehen, wie die Grundmoräne des Eises, der Geschiebemergel, mit Weser-

schottern, über die das Eis hinweggewandert war, sich reichlich beladen hatte. Im Bereich des Großen Moores liegen dann mächtige Talsandmassen, die durch ein eingelagertes Torflager eine Zeiteinteilung erfahren. In dem Torflager haben sich nämlich bei Glinst unweit Hille Zähne von Elephas primigenius gefunden, und somit ist der Torf zur jüngeren Zwischenzeit entstanden. Mithin ist es berechtigt, den Talsand unter dem Torf der vorletzten und den über ihm der letzten Eiszeit zuzurechnen. Eine Bildung der Alluvialzeit ist dann endlich der an der Tagesoberfläche liegende Hochmoortorf, der hier im Randgebiet Mächtigkeiten bis zu 2 m zeigt.

Auf der Ostseite von Hahlen verläßt der Kanal das Moorgebiet der Bastau, setzt durch die Hochfläche hindurch, die man in etwas erweitertem Sinne als Mindener Heide bezeichnen kann, und erreicht auf der Nordseite der Stadt Minden das Wesertal. Die Mindener Heide stellt ein ausgedehntes Lößlehmgebiet dar, in welchem der Löß 1—2 m oder auch noch stärker ist. Darunter liegt ein über 10 m mächtiges Sand- und Kieslager. Die Gerölle bestehen bis auf seltene Feuersteinstückchen durchweg aus Gesteinen des Wesergebietes, hauptsächlich sind es Gerölle von Buntsandstein, die der ganzen Masse einen rötlichen Schimmer geben, ferner Muschelkalk-, Jura- und Kreidegerölle, und endlich erkennt man in Kieselschiefern, Porphyren und Graniten Gesteine des Thüringer Waldes. Durchschnittlich sind die Gerölle nuß- bis faustgroß, seltener sind solche von Kopfgröße. In diesem Sand- und Kieslager liegt auf der Mindener Heide, also im Westabschnitt der Baustrecke Minden, die Sohle des Kanals. Von besonderem Interesse ist nun die Grenze von Sand und Kies gegen den überlagernden Löß. An dieser Grenzfläche finden sich nämlich Reste von Geschiebemergel, und zwar teils als typische Grundmoräne, die zwischen km 98 und 98,1 eine bis 1,60 m dicke Linse bildet, teils aber als sogenannte Steinsohle, d. h. von dem Geschiebemergel sind bei seiner Zerstörung vor Ablagerung des Lösses die feineren Bestandteile fast ganz fortgetragen und nur die gröberen Geschiebe übrig geblieben; unter letzteren befinden sich mehrfach Blöcke von ½ cbm Inhalt. Das tonhaltige, sandige Material, von denen diese Blöcke nachträglich wieder umlagert wurden, wird nach oben immer feiner und geht in den schließlich staubfreien Löß über. Betrachten wir den hier vorhandenen Geschiebemergel und die Steinsohle als Reste der Grundmoräne der vorletzten Vereisung, so entspricht der Sand und Kies darunter der mittleren oder auch der oberen Weserterrasse, welch letztere der ältesten Vereisung zuzuschreiben war. Den Löß aber haben wir dann, wie auch sonst, als eine Bildung der jüngsten Eiszeit anzusehen.

An dem Kanalabstieg zur Weser wurde die Unterlage der eben erwähnten Sand- unnd Kiesmassen freigelegt, sie besteht aus dunklen Schiefertonen der marinen Unteren Kreide (vergl. Punkt 7 in Abb. 1). Die Oberkante der Schiefertone zeigt nach dem Bohrergebnisse eine deutliche Talausfurchung im Bereiche der rund 5 km breiten Niederung oder zwischen dem Weserabstieg und der Ostgrenze des Bauamts Minden. Diese Furche ist in ihrer ersten Anlage wohl älter als die hiesigen Diluvialablagerungen. Ihre jetzige Gestalt ist aber endgültig erst nach der vorletzten Eiszeit, also wohl zur jüngeren Zwischeneiszeit, geformt, und diese tiefe Talfurche wurde während der letzten Eiszeit bis zu einer gewissen Höhenmarke mit Sand und Schotter wieder ausgefüllt. Die Höhenmarke, die wir als Untere Weserterrasse bezeichnen, tritt uns in jener breiten Niederung entgegen, in der rechts der Weser u. a. die Ortschaften Dankersen, Hasenkamp und Aminghausen liegen. Einen Einblick in diese jungeiszeitliche Terrassenaufschüttung gewährte der Einschnitt des Weserabstiegs nahe dem Mindener Zentralfriedhof (Abb. 4).

Harbort hat diese Aufschüttung in der eingangs erwähnten Abhandlung folgendermaßen beschrieben: „Es legen sich auf die im tieferen Untergrunde anstehenden, flach nach Nordosten einfallenden Schiefertone der Unteren Kreide bis 6 m mächtige Ablagerungen der Unteren Terrasse. Diese bestehen jedoch nicht aus einer einheitlichen Aufschüttung, sondern man konnte beobachten, wie sich zunächst mit ganz unregelmäßiger Oberfläche diskordant geschichtete Weserschotter auf die Schiefer auflegten, die vor-

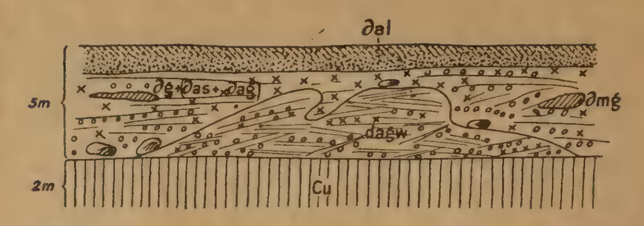


Abb. 4. Längsprofil in der unteren Terrasse. Einschnitt des Kanals (Weserabstieg) gegenüber dem Zentralfriedhof von Minden. (Nach Harbort.)

∂al = Tallehm, z. T. tonig, nach unten sandiger werdend und in gelbe, lehmige Schotter ∂g + (∂as + ∂ag) mit Hochlehmresten übergehend. Darin Gerölle und Geschiebe von Tonen der Unteren Kreide. An der Basis besonders grosse nordische Blöcke,
dagw = Weserschotter, vorwiegend einheimische Gesteine, Buntsandstein, Kieselschiefer usw., aber auch reichlich Feuersteine als nordische Bestandteile,
cu = Schiefertone der Unteren Kreide.

wiegend aus einheimischen Gesteinen, Buntsandstein, Kieselschiefer, Porphyren, Wesergebirgsgesteinen usw. bestanden, aber im Gegensatz zu den älteren Terrassenablagerungen reichliche Mengen von Feuersteinen führen. Ueber diese gewissermaßen nur in Erosionsresten erhaltenen Weserschotter legen sich unregelmäßig in diese eingreifend und vielfach bis auf die Schiefer herabreichend, jüngere Ablagerungen, lehmige, gelbe Schotter, feinsandige Tone und geschiebeführende Lehmschichten mit Geschieben von Schiefertonen der Unteren Kreide. In dieser Ablagerung sind ganz unregelmäßig verteilt, besonders reichlich aber an der Basis dieser Schicht, große nordische Geschiebe, darunter Blöcke von über 2 cbm Größe (ein großer Granitblock hatte folgende Maße 1 : 1,60 : 1,12 m). Diese Aufschüttungen werden nach oben immer sandiger und lehmiger und gehen schließlich in einen feinsandigen, zuoberst schwach humosen, lößlehmartigen Schlick über (Auelehm). Es leuchtet ohne weiteres ein, daß in diesem Profil der Niederterrasse sich der Kampf der Gewässer wiederspiegelt, die vom Süden kommend die Schottermassen der Weser brachten, während gleichzeitig von Norden her das heranrückende Inlandeis einer jüngeren Glazialzeit bzw. dessen Schmelzwässer die Schuttmassen und gewaltigen Blöcke zum Absatz brachten, die wahrscheinlich zum größten Teil als Eisdrift hierher gelangten. Mit dem Zurückweichen des Eisrandes klingt dieser Kampf allmählich aus in den feinen tonigen Sedimenten, die als letzte Stauprodukte sich auf der Terrasse niedersetzten. In den tiefen Schichten der Niederterrasse fanden sich Reste von Elephas, in den obersten zum Alluvium überleitenden einige Geweihstücke von Cervus (Rangifer) tarandus."

Außer beim Abstieg zur Weser sind nennenswerte Aufschlüsse in der Unteren Terrasse nicht entstanden, da der Hauptkanal sie in einer hohen Dammaufschüttung überschreitet, bis er an der Grenze der Bauämter Minden und Bückeburg das Ostufer des alten Wesertals erreicht. Eine Gesamtübersicht über die vorstehend näher beschriebenen geologischen Verhältnisse im Bauamtsbezirk Minden gibt Abb. 5.

4. Von der Weser bis zur Leine.

In den Strecken Bückeburg, Stadthagen und Sachsenhagen sind oft auf kilometerweite Strecken dunkle Schiefertone der marinen Unteren Kreide in der Kanalsohle angeschnitten. Diese Schichten gehören der Schaumburg-Lippeschen Kreidemulde an (vergl. Punkt 8 und 9 in Abb. 1), deren Reichtum an meist wundervoll erhaltenen Versteinerungen, die beim Kanalbau gesammelt werden konnten, in Verbindung mit anderen Funden eine sorgfältige Gliederung der hunderte von Metern mächtigen Schiefertone gestattet, auf die hier nicht näher eingegangen werden kann. Von allgemeiner Bedeutung erschien aber noch vor Aushub des Kanals die Frage, ob eine hüttenmännische Verwertung der lagenweise in den Schiefertonen auftretenden Toneisensteingeoden wirtschaftlich möglich sei. Diese

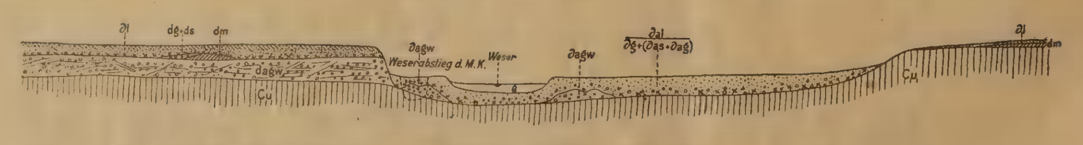


Abb. 5. Geologisches Profil durch das Wesertal nördlich von Minden im Zuge des Mittellandkanals. (Nach Harbort.)

Alluvium
Untere Terrasse: Wesersande und Schotter der jüngsten Vereisung, vermischt mit nordischen Blöcken und Moräneresten.
Weserschotter mit reichlichem nordischen Material.

1 Lösslehm vom Schluss der 3. Eiszeit:
dg-ds = Lehmige Sande und Kies bezw. Steinsohle, vorletzte Eiszeit.
dm = Geschiebelehm,
dagw = Weserschotter, abgesehen von vereinzelten Feuersteinen ohne nordisches Material, Erosionsrest der oberen oder mittleren Terrasse,
cu = Schiefertone der Unteren Kreide.

Geoden sind ziemlich reines Ferrokarbonat, ihre Größe schwankt nicht nur in den verschiedenen Lagen, sondern auch in derselben Schicht von faustgroßen Knollen bis zu flachlinsenförmigen Scheiben, die bis 0,5 m und darüber im Durchmesser haben können. Im allgemeinen sind die Gewinnungskosten solcher Erze wegen ihrer im Verhältnis zu den Schiefertonmassen geringen Menge so hoch, daß sie nicht bauwürdig sind. Es hat sich nun aber selbst beim Kanalbau, wo die Kosten für Beseitigung der Tonmassen anderweitig gedeckt waren, doch gezeigt, daß die Nebenkosten, welche durch ein Ausschalten der Toneisensteingeoden beim Baggern entstehen mußten, zu hoch waren und den Verkaufswert der Erze übertrafen. Nachteilig war hierbei auch der Umstand, daß ja nicht eine große Fläche von Schiefertonen auf einmal, sondern immer nur die verhältnismäßig schmale Kanalspur in Angriff genommen werden konnte. Was das Ausbaggern der Schiefertone anlangt, so gilt für diese insbesondere das, was hierüber eingangs allgemein für Gebirgsschichten gesagt worden ist. Bei der flachen Lagerung der Schiefertone gleiten die Eimer des Kettenbaggers leicht über glatte Schichtflächen hin, ohne Gesteinmassen aufzunehmen. Man muß daher, falls die Forträumung der Schiefertone nicht gegen die einfallenden Schichten erfolgen kann, besser den Löffelbagger verwenden, während für die auflagerndèn Diluvialschichten der Eimerbagger geeignet sein würde.

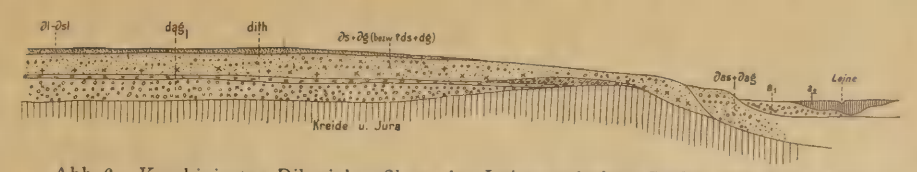


Abb. 6. Kombiniertes Diluvialprofil an der Leine zwischen Seelze und Hannover.

δ2 = Jüngeres Alluvium, δ 1 = Aelteres Alluvium mit Unio sinnatus, δas + δag = Talsand und -kies der unteren Terrasse, δl- δsl = Löss bis Feinsand, δs + δg (bezw. ds + dg) Geschiebesand mit Grundmoränenresten, dith = Interglazialer Torf, dag 1 = Leineschotter, wahrscheinlich der Oberen Terrasse.

Die Diluvialbildungen im Bauamt Bückeburg bestehen unter einer fast durchgängigen Deckschicht von Lößlehm hauptsächlich aus Geschiebemergel von stellenweise ansehnlicher Mächtigkeit. So wurde bei der Niederwöhrener Brücke eine 9 m mächtige Geschiebemergelablagerung aufgeschlossen. Teils unter, teils über dem Geschiebemergel liegt oft Sand und zuweilen auch kieshaltiger Sand, so besonders in trogförmigen Vertiefungen der Schiefertonoberfläche, auf der sonst der Geschiebemergel meist unmittelbar ruht. Stellenweise kommen nach Harbort auch wohl kleine Torfbildungen zwischen den Tonen der Unteren Kreide und dem Geschiebelehm vor, wie sich denn auch Torfflözchen gelegentlich höher in den Diluvialablagerungen zeigen können.

In der Strecke Sachsenhagen wurden südlich von Idensen zwischen km 135,1 und 136,1 nochmals Schiefertone der Unteren Kreide angeschnitten; es ist Punkt 9 in Abb. 1, auf den bereits hingewiesen wurde.

Abwechslungsreicher in geologischer Beziehung werden die Verhältnisse in der Strecke Wunstorf. Zunächst ist nach Harbort (vgl. Punkt 10 in Abb. 1) unmittelbar an der Südaue, zwischen der Harter Forst und Kolenfeld, in einem Graben am südlichen Ufer des Kanals eine kleine Scholle mittleren Buntsandsteins angeschnitten, die im übrigen in früheren Jahren schon durch eine in unmittelbarer Nähe liegende Kalibohrung bekannt geworden ist. Der Kanal kreuzt hier die bekannte Salzhebungszone, welche vom Kaliwerk Deutschland über die Benther Berge, den Tienberg bei Brokeloh (Kaliwerk Siegmundshall), Kaliwerk Weser bis zum Steinhuder Meer und unter diesem hinweg bei Brokeloh, Husum schon in früheren Jahren durch zahlreiche Bohrungen nachgewiesen worden ist. Der Buntsandstein taucht alsbald wieder unter sandige Bildungen hinab, und nachdem der Kanal nördlich von Kolenfeld eine flache moorige Niederung in einer Dammaufschüttung überschritten hat, werden östlich der Landstraße von Wunstorf nach Groß-Munzel zwischen km 143,5 und 144,3 wiederum von Sandmassen umlagerte Gebirgsschichten in einem 8 m tiefen Einschnitt angefahren (Punkt 11 in Abb. 1). Die hellen Mergel und Kalke gehören nach Harbort zur Oberen Kreide, es sind Turon- und Obere Cenomanpläner, wie sie auch in den etwas südlich in der Richtung auf Holtensen zu gelegenen großen Mergelgruben der Wunstorfer Zementwerke zu sehen sind.

Mit dem Ostende der Strecke Wunstorf, in der Strecke Seelze und in den anschließenden Abschnitten liegt der Kanal im Bereich der quartären Ablagerungen des Leinegebietes. Die Oberkante der diluvialen Aufschüttungen liegt bei 49—50 m über NN etwa 5—6 m höher als der alluviale Maschboden der Leine. Das Diluvium besteht aus Sand und Kies, die in gewissen Lagen etwas lehmig und wie „verwaschene Grundmoräne" aussehen, und an der Oberfläche breitet sich eine bis 1 m dicke Decke von lößartigem Feinsande aus. Von Lohnde ab ostwärts bis Seelze, also auf einer Strecke von über 3,5 km Länge fand sich dann am Zweigkanal nach Linden, wie Harbort berichtet, unter jenen hier 2—4 m mächtigen nordischen Sanden und Kiesen mit z. T. großen Geschiebeblöcken eine sandige Torfschicht von 5—20 cm, seltener 30—40 cm Stärke und darunter Leineschotter. In der Torfschicht, die ein wenig über der Sohle des Kanals angeschnitten war, zeigten sich mehrfach 20—50 cm Durchmesser erreichende Baumstümpfe und Reste von Pflanzen „die ein durchaus gemäßigtes bis warmgemäßigtes Klima verlangen und heute z. T. in südlicheren Zonen heimisch sind." Wenn nun auch die Einordnung dieser verschiedenen Ablagerungn, wie sie in der linken Hälfte der Abb. 6 dargestellt sind, in die Abschnitte des diluvialen Zeitalters noch nicht ganz einwandfrei feststeht, so besitzt jetzt folgende Deutung wohl die größte Wahrscheinlichkeit: Die Leineschotter (dag 1) in der Kanalsohle gehören einer zur ältesten Eiszeit aufgeschütteten Terrasse an, wie wir sie auch an der Weser bei Minden kennen gelernt haben; hier an der Leine freilich enthalten die Schotter reichlicher Feuersteine. Die Torfschicht (dith) darüber ist dann in die ältere Zwischeneiszeit zu setzen, und die Kies- und Sandmassen mit den Resten einer Grundmoräne (∂s ds + dg) entsprechen der mittleren (vorletzten) Eiszeit. Der lößartige Feinsand (∂l — ∂sl) endlich würde, wie in allen unsern Profilen, eine letzteiszeitliche Bildung sein.

Eine Ergänzung bis zu den alluvialen Ablagerungen findet die eben geschilderte Schichtenfolge durch die Aufschlüsse in Limmer bei dem Kanalabstieg zur Leine und in dem Kanaldurchstich der Leine selbst, und diese Verhältnisse veranschaulicht die rechte Hälfte der Abb. 6. Auf dem Geschiebelehm, den wir auch hier wieder der vorletzten Vereisung zurechnen, legen sich Talsande und Leineschotter der unteren Terrasse (∂as + ∂ag) also einer jungeiszeitlichen Aufschüttung unter der Einwirkung des nördlich gelegenen letzten Inlandeises. Der Kanaldurchstich der Leine bei Limmer erschloß dann endlich die alluvialen Ablagerungen. Nach Harbort waren hier zuunterst Kiese aufgeschlossen, in denen sich neben zahlreichen Knochen von Säugetieren mehrere Exemplare einer großen, dickschaligen Unio fanden, die nach H. Menzel dem Unio sinuatus angehören, einer Form, die heute in südlicheren Ländern Europas heimisch ist. Die Reste scheinen somit darauf hinzudeuten, daß bei uns im Altalluvium ein milderes Klima geherrscht hat, als zur Jetztzeit; eine Vermutung, die bekanntlich schon wiederholt auf Grund anderweitiger Beobachtungen ausgesprochen wurde. Auf die Kiese mit Unio sinuatus legen sich dann jüngere Kiese und Schlickmassen mit den noch heute lebenden Formen von Anodonten und Unionen.

Der Anstieg des Geländes beim Limmer Brunnen wird durch Gebirgsschichten bedingt, die hier wie auch weiter südlich von dem Lindener Zweigkanal bei km 9,75 bis 10,0 angeschnitten wurden (vgl. Punkt 13 in Abb. 1). Es sind Mergel und Kalke des Oberen Jura (Kimmeridge und Korallenoolith), unter denen auch noch dunkle Tone des mittleren Jura sichtbar werden, die weiterhin unter Lehm und Sand verschwinden. Kehren wir von Linden nach Seelze zurück, so überschreiten wir im Lohholz bei Harenberg (Punkt 12 in Abb. 1) zwischen km 3,1 und 5,5 des Zweigkanals ein Gebiet, in dem beim Kanalbau „unter einer bis wenige Meter mächtigen Diluvialdecke graue, fette kalkhaltige Tone der Unteren Kreide mit Toneisensteingeoden" (Harbort) freigelegt wurden, wie wir sie zuletzt westlich von Wunstorf bei Idensen angetroffen hatten.

Verfolgen wir von Lohnde aus in der Strecke Seelze den Hauptkanal weiter, so bieten die ausgedehnten Aufschlüsse in den Quartärbildungen nichts wesentlich neues gegenüber dem bisher gesagten. Nach der Ueberquerung der Leinemasch zwischen Lohnde und Seelze werden auf dem rechten Ufer und weiter in der Strecke Vahrenwald mächtige Sandmassen angetroffen, in denen die kiesigen Bestandteile gegenüber den Beobachtungen auf dem linken Leineufer zurücktreten. Es sind endlich nur noch zwei Stellen geologisch bemerkenswert, nämlich solche, an denen Gebirgsschichten hervortreten. Die erste liegt im alten Gehege der Staatlichen Forst Hannover, zwischen km 170,2 und 171, wo höhere Schichten der Unteren Kreide, als wir bisher am Kanal beobachtet haben, unter einer 2—6 m mächtigen alluvialen Sanddecke anstehen, nämlich nach Harbort tonige Mergel des Unteren und Mittleren Gaults (Punkt 14 in Abb. 1). Die zweite und letzte Stelle (Punkt 15) nördlich der Hannoverschen Zementfabrik Misburg, zeigte helle „Plänerkalke der Oberen Kreide aufgeschlossen, die in flacher Lagerung unter einer dünnen, 1 bis 3 dm mächtigen humosen Rinde an die Tagesoberfläche treten." Dieselben Schichten sind in der Nachkriegszeit bei dem Weiterbau des Kanals in der Gegend von Misburg in großer Ausdehnung freigelegt worden.

Damit ist unsere geologische Wanderung an dem vor dem Kriege fertig gestellten Abschnitt des Mittellandkanals beendet.

Die neuen Ostseeschleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals.

Verfaßt von Wasserbaudirektor **Rogge** (†) in Hannover, Regierungs- und Baurat **Prengel** in Pillau, Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. **Schinkel** in Magdeburg, Regierungs- und Baurat **Linnemann** in Holtenau, Landes-Baurat **Klatt** in Kiel.

(Hierzu Einlagetafeln 6—13.)

(Fortsetzung und Schluß aus Heft 7—9.)

G. Schiebetore.

Bearbeiter: Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Schinkel.

1. Allgemeines.

Den Verschluß der Schleusenkammern in den Häuptern bilden einteilige Schiebetore, die die Schleuse in voller Breite abschließen und beim Oeffnen in die seitlichen Tornischen zurückgezogen werden. Die Frage, ob Stemm- oder Schiebetore anzuordnen waren, mußte, wie schon eingangs ausgeführt, zugunsten der Schiebetore entschieden werden. Einige Schwierigkeiten verursacht bei den Schiebetoren die Rücksichtnahme auf die Ausbringungsmöglichkeit der Tore aus den Häuptern. Auf einfaches Ausbringen der Tore mußte aber großer Wert gelegt werden, weil die Tore bei einem etwa erforderlich werdenden Trockenlegen eines Hauptes auch als Abschlußponton Verwendung finden sollen, weil bei schwereren Beschädigungen die Tore zwecks Wiederherstellung nach einem Dock geschleppt werden müssen, und endlich, weil während des gewöhnlichen Betriebes häufig Fälle vorkommen — z. B. Reinigen der Tornischen, Beseitigung von Hindernissen auf den Laufbahnen usw. —, die es erwünscht machen, schnell ein Tor ausfahren zu können. Die bisher üblichen Anordnungen zur Ermöglichung des Ausbringens der Tore aus den Torkammern mit trapezförmiger Ausbildung des Längenschnitts oder des Grundrisses (sogenanntes Kinipplesches Verfahren) haben folgende Nachteile:

1. Das Tor wird an einer Seite unnötig länger und daher teurer;
2. infolge der größeren Torlänge wird auch die Torkammer länger und daher teurer;
3. das trapezförmige Tor bedingt an beiden Enden schiefe Nietanschlüsse, die besonders bei dem wasserdicht zu nietenden Schwimmkasten lästig sind.

Bei den neuen Ostseeschleusen hätte, wenn man das am meisten ausgeführte Kinipplesche Verfahren hätte anwenden wollen, die längere Torseite um 3,0 m gegen die kürzere Seite größer werden müssen, wodurch Mehrkosten von etwa 60 000 M bei jedem Tor nebst Nische, im ganzen somit von 360 000 M entstanden sein würden.

Diese Ueberlegungen führten zu einer eingehenden Untersuchung, ob das Anbringen der Tore nicht auf einfachere und bessere Art als durch trapezförmige Torausbildung zu erzielen sei. An Holzmodellen, die im Maßstab 1 : 20 hergestellt wurden, zeigte sich, daß das Ausbringen eines symmetrischen, rechteckigen Tores aus den Anschlägen nur an den Anschlagbalken scheiterte, mit denen das Tor sich gegen den Drempel legt. Bei hinreichender Dicke dieser Drempelanschlagbalken braucht nur ein kurzes Stück auf der einen Torseite herausgenommen zu werden, und das Ausbringen des Tores geht glatt vor sich. Das Losnehmen und Wiederanbringen unter Wasser eines solchen kurzen Holzbalkens, namentlich wenn er zweckmäßig hergerichtet wird, macht aber einem geübten Taucher nicht die geringste Schwierigkeit. Dieser grundsätzlichen Lösung entsprechend sind die Schiebetore im Grundriß, Längenschnitt und Querschnitt vollständig rechteckig ausgebildet. Die Außenmaße der Tore sind: Länge über alles 47,112 m, Breite ohne Anschlagbalken 7,976 m, Dicke der Anschlagbalken 0,362 m bzw. 0,412 m, Breite des senkrechten Anschlagbalkens 0,55 m, Länge des abnehmbaren Stückes 3,00 m, Spielraum zwischen Anschlagbalken und Maueranschlägen (an beiden Seiten zusammen) 10 cm. Die Ausbildung des Mauerwerks in den Anschlägen und die Spielräume in den einzelnen Stellungen des Tores beim Ausdrehen gehen aus Abb. 41 hervor.

Stellung I zeigt die gewöhnliche Lage des Tores, an dem das 3 m lange Stück des einen Anschlagbalkens abgenommen ist.

In Stellung II ist das Tor um 1,90 m in die Torkammer zurückgezogen und um die Stärke des abnehmbaren Balkens an den Maueranschlag herangezogen.

In der Stellung III ist das Tor um den Punkt a so weit herumgedreht, daß er gegen Punkt b stößt. Dabei hat sich Punkt α_2 nach α_3 um Punkt a auf einem Kreisbogen mit einem Halbmesser $r = \sqrt{(8{,}750 - 0{,}412)^2 + (1{,}056 - 0{,}500 + 1{,}900)^2} = 8{,}692$ m bewegt. Der geringste Abstand des Punktes α_2 vom Mauerwerk hat somit $(8{,}850 - 8{,}692) = 0{,}158$ m betragen. Gleichzeitig hat sich Punkt β_2 nach Punkt β_3 auf einem Kreisbogen mit einem Halbmesser $r = \sqrt{(47{,}112 - 1{,}900 + 1{,}056 - 0{,}500)^2 + (8{,}75 - 0{,}412)^2} = 45{,}427$ m um Punkt a gedreht. Der geringste Abstand des Punktes

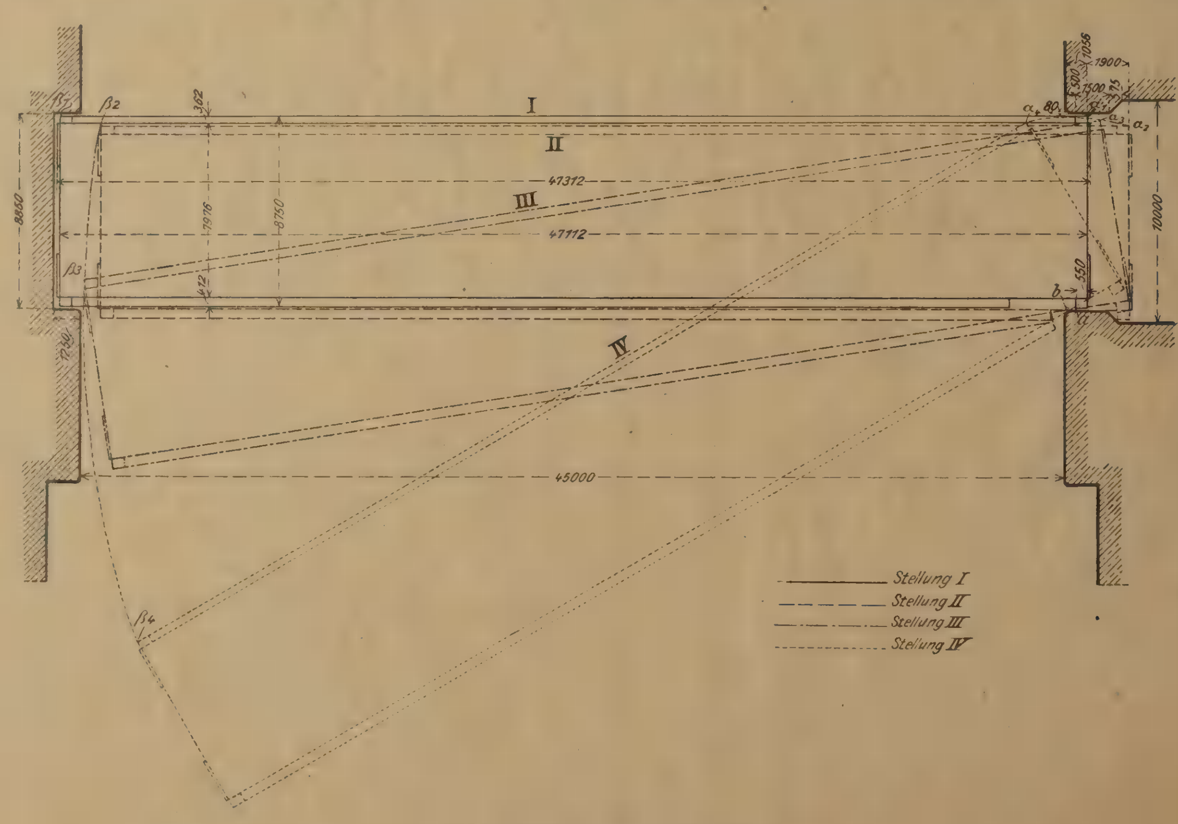
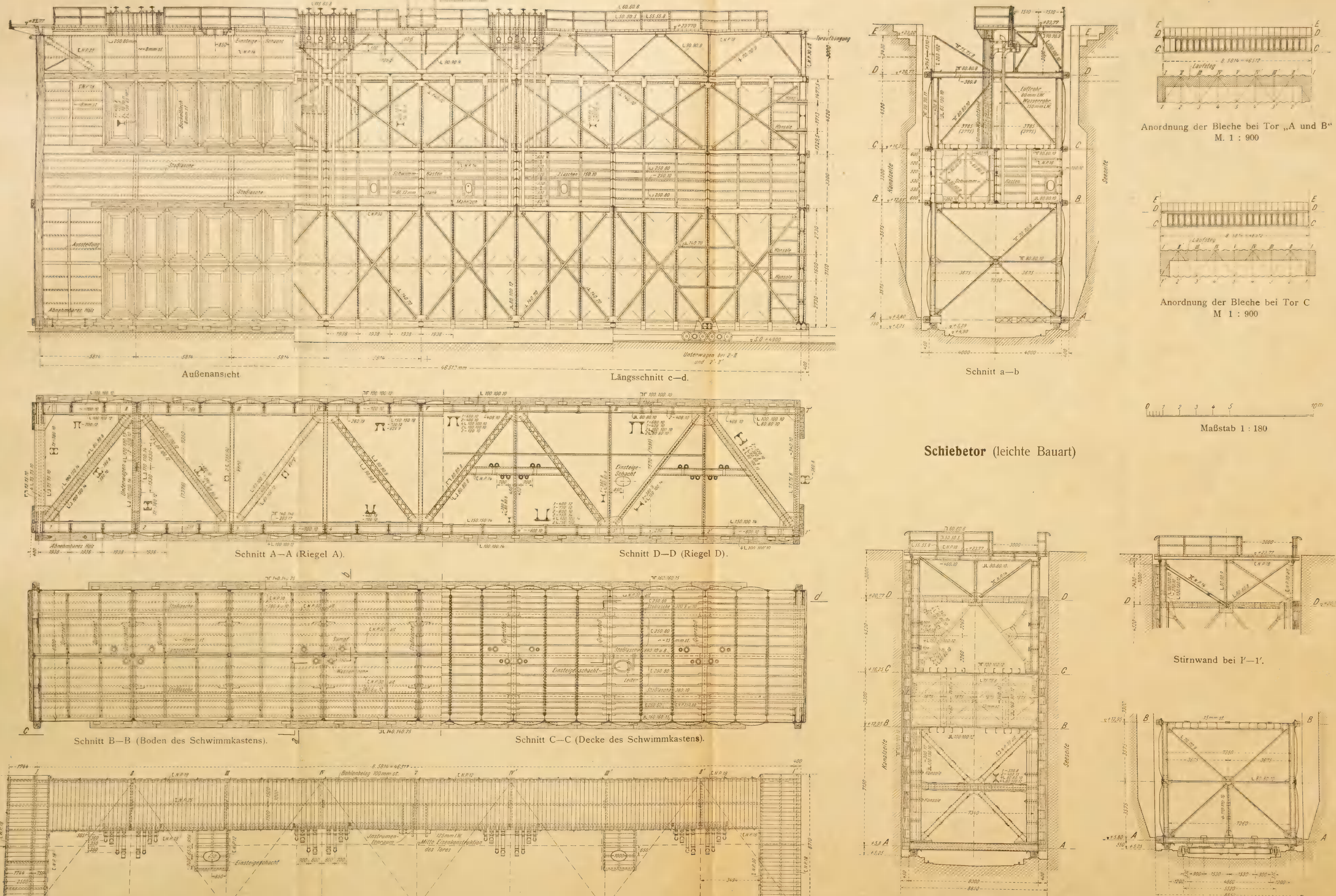
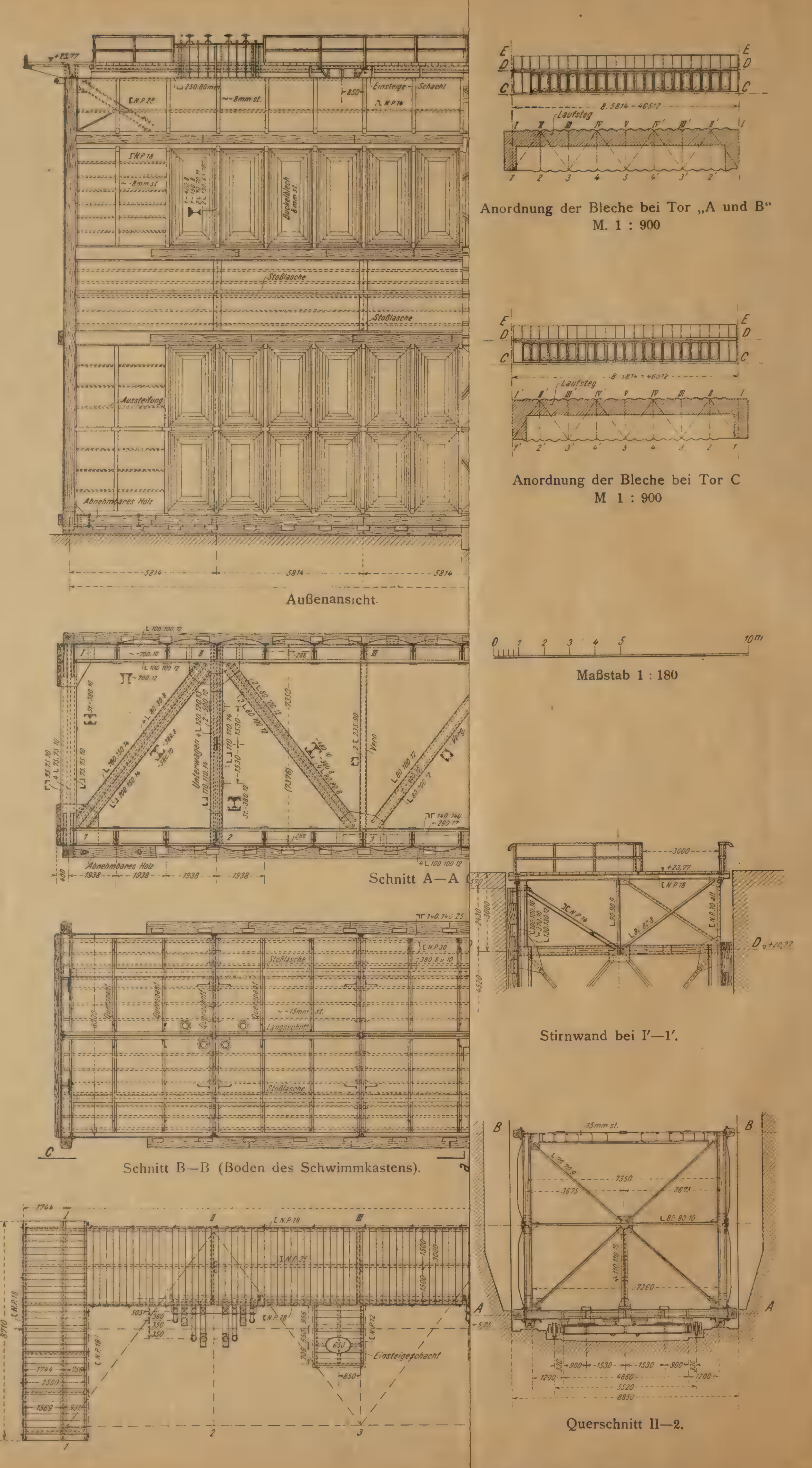


Abb. 41. Ausbringen der Schiebetore.

Die neuen Ostseeschleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals.



Verlag von Guido Hackebeil A.-G., Berlin.



Anordnung der Bleche bei Tor „A und B“ M. 1 : 900

Anordnung der Bleche bei Tor C M 1 : 900

Außenansicht.

Schnitt A—A

Stirnwand bei I′—1′.

Schnitt B—B (Boden des Schwimmkastens).

Querschnitt II—2.

Verlag von Guido Hackebeil A.-G., Berlin.

$_2$ vom Mauerwerk hat somit [(45,00 + 0,50) — 45,427] = 0,073 m betragen.

In Stellung IV ist das Tor um den Punkt b so weit herumgedreht, daß Punkt a_3 die Lage a_4 und Punkt β_3 die Lage β_4 erreicht hat. Dabei hat der Abstand des Punktes a vom Mauerwerk bei einem Drehungshalbmesser $r = \sqrt{(8{,}750 - 0{,}412)^2 + (1{,}900 + 1{,}056)^2} =$ 8,847 m wieder mindestens 8,858—8,847) = 0,011 m betragen, während Punkt β sich augenscheinlich ständig weiter vom Mauerwerk entfernt hat. Die für scharfkantige Balken und rechtwinklige Maueranschläge errechneten Werte für die Zwischenräume beim Ausdrehen sind in Wirklichkeit noch etwas größer, weil die Balken abgefast und die Anschläge abgerundet sind.

Aus der Berechnung geht hervor, daß das Tor, wenn es senkrecht schwimmt, nach Abnehmen des 3 m langen Drempelbalkens ohne Schwierigkeit ausgedreht werden kann. Selbstverständlich dürfen auch die übrigen zum Schutze der zur Führung des Tores unter oder über Wasser vorhandenen Balken auf die gleiche Länge von 3,0 das Ausdrehen nicht stören. Die unter Wasser angeordneten beiden wagerechten Schutzbalken sind daher an allen Seiten überhaupt nur bis auf 3,0 m an das Torende herangeführt; der obere Führungsbalken aber ragt beim Aufschwimmen des Tores so weit über die Oberkante des Schleusenhauptes hinweg, daß er beim Ausdrehen mit dem Mauerwerk überhaupt nicht in Berührung kommt. Da die Schiebetore gleichzeitig als Abschlußpontons zum Trockenlegen der Häupter dienen sollen, war es nötig, mindestens zwei Tore den auftretenden höheren Belastungen entsprechend schwerer auszubilden. Da es ferner wünschenswert erschien, hierfür wenigstens ein Ersatztor zu haben, und anderseits kein Grund vorlag, auch die übrigen drei Tore mit einem Mehraufwand von rd. 112 000 M für das Stück, das sind insgesamt rd. 336 000 M, in schwerer Bauart auszuführen, wurden drei leichte Tore nur für den gewöhnlichen Schleusenbetrieb und drei schwere Tore außerdem zum Trockenlegen der Häupter vorgesehen.

2. Eisenkonstruktion mit Zubehör.

a) Allgemeine Gliederung.

Das Gerippe der Schiebetore (vgl. Tafel 6 u. 7) besteht aus vier wagerechten Riegeln (von unten anfangend mit A, B, C und D bezeichnet), von denen der unterste als Fachwerkträger ausgebildet, in Höhe des Drempelanschlages auf + 5,80 und der oberste, ebenfalls ein Fachwerkträger, 1,0 m über dem Mittelwasser der Ostsee auf + 20,77 liegt. Die beiden mittleren Riegel — vollwandige Blechträger — bilden zugleich Boden und Decke des Schwimmkastens. Der Wasserdruck wird von der Beplattung durch senkrechte Pfosten auf die Riegel übertragen. Da die Tore sowohl einen höchsten Kanalwasserstand von + 20,40 gegenüber niedrigem Ostseewasser, als auch höchstes Ostseewasser von + 22,94 gegenüber niedrigem Kanalwasser zu kehren haben, ist an der Kanalseite die Blechhaut über dem obersten Riegel hochwasserfrei hochgeführt, während sie an der Seeseite nur bis zum obersten Riegel zu reichen braucht.

Ueber das Tor führt in Höhe der Schleusenoberfläche + 23,77 ein einseitiger 3,0 m breiter Fußweg aus Bohlenbelag, der mittels einer leichten Eisenkonstruktion auf den obersten Riegel gestützt ist. An beiden Enden des Tores sind hölzerne, 2,5 m breite Querstege vorgesehen, um bei ein- und ausgefahrenem Tor einen Uebergang zum Längsverkehr auf der Schleusenmauer für die Bedienungsmannschaften zu haben.

Der Schwimmkasten ist bei beiden Torarten so angeordnet, daß die Decke in gleicher Höhe auf + 16,25, der Boden beim schweren Tor dagegen entsprechend tiefer liegt als beim leichten. Zur Vermeidung des schädlichen Hin- und Herschwankens des Ballastwassers in der Querrichtung, namentlich beim Aufschwimmen und Absenken der Tore, und zwecks kräftiger Aussteifung des verhältnismäßig breiten Schwimmkastens ist in der Längsrichtung eine Mittelschottwand eingebaut. Durch diese sowie durch sieben Querschottwände wird der Schwimmkasten in 16 wasser- und luftdicht genietete Schwimmkammern eingeteilt, die alle untereinander durch Mannlöcher zugänglich sind. Zu zwei nicht symmetrisch gegenüberliegenden Schwimmkammern führen Einsteigeschächte. Für die Höhe des Schwimmkastens war die Forderung maßgebend, daß bei Beschädigung von zwei nebeneinanderliegenden Schwimmkammern das Tor schwimmfähig bleibt und mit einem größten Tiefgang von 11 m in ein Dock eingeschleppt werden kann. Es ist dabei angenommen, daß die beschädigten Kammern ganz voll Wasser laufen und daß nach Entleerung des für den gewöhnlichen Betrieb erforderlichen Ballastwassers die den beschädigten symmetrisch gegenüberliegenden beiden Kammern ebenfalls gefüllt werden, um eine lotrechte Schwimmlage des Tores zu erzielen. Durch möglichst hohe Lage und durch tunlichst beschränkte Höhe des Schwimmkastens ist es erreicht, daß selbst die Tore der leichten Bauart stets stabil schwimmen, auch wenn der Schwimmkasten vollständig von Wasser entleert ist. Dementsprechend hat der Schwimmkasten der schweren Tore eine Höhe von 3,90 m, der der leichten Tore eine Höhe von 3,30 m erhalten, so daß der Schwimmkastenboden auf + 12,35 bzw. 12,95 liegt.

Für den gewöhnlichen Betrieb ist vorgesehen, die vier Endkammern vollständig und die vier mittleren Schwimmkammern, soweit erforderlich, mit Ballastwasser zu füllen. Das Füllen geschieht mit Leitungswasser mittels einer Rohrleitung, von der durch Schieber abgeschlossene Zweigleitungen zu den einzelnen Kammern führen. Das Entleeren der Schwimmkammern erfolgt durch Auspressen des Wassers mittels Preßluft, die durch einen elektrisch angetriebenen, fahrbaren Verdichter erzeugt und durch eine Hauptleitung mit Zweigleitungen zu den einzelnen Kammern geleitet wird. Diese Maßnahme erforderte natürlich eine besonders sorgfältige Ausbildung des Schwimmkastens, um die nötige Luftdichtigkeit dauernd zu gewährleisten. Es fallen damit aber die unter Wasser liegenden Pumpen fort und es ist dadurch möglich geworden, den Grundsatz streng durchzuführen, keine beweglichen Teile dauernd unter Wasser zu haben. Zur genauen Beobachtung des Wasserstandes in den Schwimmkammern ist eine Quecksilber-Manometer-Anlage auf jedem Tor angebracht, an der der Wasserstand in jeder einzelnen Kammer abgelesen werden kann. Diese dauernde Beobachtung ist von großer Wichtigkeit, damit nicht durch Eindringen von Wasser in den Schwimmkasten infolge von Undichtigkeiten eine unzulässige Belastung der Unterlagen eintritt.

Das Tor ruht nämlich im allgemeinen vermittels Gleitlagern auf zwei Unterwagen, die 5,814 m von jedem Torende entfernt, auf zwei kräftigen Schienen fahren. Nach dem Aufschwimmen des Tores können die Unterwagen leicht durch einen Schwimmkran heraufgeholt werden. Für Ausnahmefälle sitzen unter dem unteren Riegel auf beiden Seiten in der Längsrichtung des Tores auf die ganze Länge durchlaufende Holzbalken, vermittels derer das Tor auf einer polierten Granitbahn gleiten kann. Beim Fahren auf Unterwagen ist zwischen Holzkufen und Gleitbahn ein Spielraum von 4 cm. Der Antrieb eines jeden Tores erfolgt durch zwei bewegliche Zahnstangen, die vermittels eines Kuppelungsträgers mit Ausgleichgestänge am Tor angreifen und es durch ein feststehendes Triebwerk in die Torkammer zurückziehen bzw. aus ihr vordrücken. Die Abdichtung bei eingefahrenem Tor wird durch zwei senkrechte Holzbalken am Torende und einen wagerechten Balken in Drempelhöhe erreicht, die sich gegen polierte Granitanschläge legen. Um das Tor während der Fahrt in der Mittellage zu erhalten und nicht am Drempel schleifen zu lassen, sowie um es beim Anfahren von den Anschlägen abzupressen, sind in jedem Unterwagen zwei Federn und in den seitlichen Maueranschlägen in Höhe des obersten Riegels vier Abdrückrollen vorgesehen. Zum Wiedereinlassen von Wasser in das trockengelegte Schleusenhaupt, sowie zum schnellen Einfüllen von Wasser zwecks Verminderung des Wasserdrucks im Falle der Gefahr, sind bei den schweren Toren zwei Durchflußrohre von 45 cm Weite durch den Schwimmkasten geführt, deren Schieber vom oberen Bedienungssteg aus bedient werden können.

Für besondere Zwecke sind als Hilfsgeräte beschafft:

1. der bereits erwähnte fahrbare Verdichter zum Erzeugen der Preßluft beim Lenzen der Schwimmkammern,
2. ein Abschlußponton zum Abschließen und Trockenlegen einer Tornische für den Fall, daß ein Schiebetor darin gedockt werden muß,
3. ein schwimmendes Tauchergerät, bestehend aus einem Ponton mit Luftverdichter- und Windwerkanlage, das an einem Ende an Seilen aufgehängt eine Taucherglocke trägt, zur Ausführung von Reinigungs- und Wiederherstellungsarbeiten unter Wasser.

b) Belastungen, Beanspruchungen und Grundlagen der statischen Berechnung.

Den Belastungen aus dem Wasserdruck sind die beobachteten höchsten und niedrigsten Wasserstände zugrunde gelegt. Das für beide Torarten beim gewöhnlichen Betrieb in Frage kommende Belastungsschema ist in den Abbildungen 42 (schwere Bauart) und 43 (leichte Bauart) dargestellt.

Außerdem sind die Tore der schweren Bauart für den Fall zu berechnen, daß sie zum Trockenlegen eines Hauptes dienen. Die

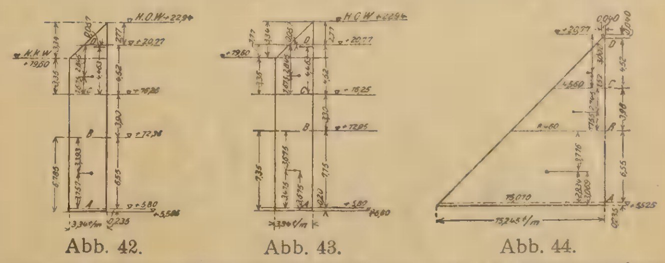


Abb. 42. Abb. 43. Abb. 44.

Abb. 42. Belastungsform für schweres Tor. Abb. 43. Belastungsform für leichtes Tor. Abb. 44. Belastungsform für schweres Tor bei seiner Verwendung als Abschlußponton.

Trockenlegung soll noch bei einem Wasserstande von + 20,77, das ist 1,0 m über mittlerem Ostseewasser, erfolgen können. Das Belastungsschema für diesen Fall ist in Abb. 44 dargestellt. Sämtliche Riegel sind als einfache Balken mit der Stützweite 46,512 m berechnet. Trotzdem der Drempelanschlag gerade ausgeführt ist, der unterste Riegel also mit seiner Gurtung in voller Länge anliegt, ist für den Fall einer Drempelbeschädigung aus Sicherheitsgründen der Riegel so berechnet, als wenn er sich frei durchbiegen könnte. Der Winddruck ist nur bei der Gleichgewichtsberechnung des schwimmenden Tores mit 40 kg/qm in Ansatz gebracht. Für das Ausblasen des Schwimmkastens mittels Preßluft ist 1,25 Atm. Ueberdruck angenommen. Die Belastung des Fußstegs ist mit 400 kg/qm in die Rechnung eingeführt. Der gewöhnliche Betriebsdruck, mit dem das Tor auf den beiden Unterwagen lastet, ist zu 40 t angesetzt, der bei Sturm und starkem Wellenschlag auf 80 t erhöht werden kann (der Betrieb hat gezeigt, daß schon mit 30 t Betriebsdruck das Tor genügend belastet ist, um sicher und ruhig auch bei einigem Wind und Seegang gefahren zu werden). Die von dem Torantrieb auf die Gurtungen des obersten Riegels ausgeübte Zug- bzw. Druckkraft ist für jede Torseite mit je 25 t während der Fahrt und mit je 80 t beim Anfahren (auf Kufen) angesetzt.

Bei der gesamten Eisenkonstruktion beträgt für die Belastung aus dem gewöhnlichen Betriebsfall (Trapezbelastung, Abb. 42 u. 43) die zulässige Zug- und Druckbeanspruchung 1200 kg/qcm, für die Belastung der schweren Tore beim Trockenlegen eines Hauptes (Dreiecksbelastung, Abb. 44) 1400 kg/qcm. Die beim Auspressen des Wassers aus dem Schwimmkasten auftretenden Beanspruchungen sollen 1200 kg/qcm nicht überschreiten. Für die Nietanschlüsse ist für beide Belastungsfälle die höchste Schwerbeanspruchung 1000kg/qcm, der höchste Lochlaibungsdruck 2000 kg/qcm. Falls die Vernietung auch Zugkräfte in der Längsrichtung des Schaftes zu übertragen hat, ist die zulässige Scherbeanspruchung um $\frac{\sigma_z}{2}$ vermindert, wobei σ_z die Zugbeanspruchung, bezogen auf die Flächeneinheit der Nietquerschnitte in kg/qcm bezeichnet. Die Zugspannung in den Nieten ist allgemein nicht höher als 250 kg/qcm und nur ausnahmsweise 300 kg/qcm. Beim indirekten Stoß, wo zwischen dem die Kraft abgebenden und dem sie aufnehmenden Profil noch n Platten liegen, ist der notwendige Nietquerschnitt um 20 . n vH erhöht. Bei gedrückten Stäben ist die Knickbeanspruchung außer nach Euler mit 5facher Sicherheit ($J = 2{,}33\ P \cdot l^2$) auch nach Tetmajer untersucht, wobei für Stäbe mit $\frac{l}{i} \leqq 100$ die Bruchspannung beträgt

$$\sigma_k = 3100 - 11{,}4 \cdot \frac{l}{i}.$$

Die Sicherheit soll dabei 2,2fach sein für die Belastungsfälle, bei denen 1400 kg/qcm als Zugspannung und 2,5fach für die Fälle, wo 1200 kg/qcm zugelassen ist. Querschnittschwächungen durch Nietlöcher sind bei der Ermittlung der Zugspannungen in Abzug gebracht, und zwar für jedes Zugorgan die wirkliche Reißfläche unter Berücksichtigung der Zickzacknietung. Bei Winkeleisen und versetzter Nietung sind zwei Nietquerschnitte abgezogen, wenn die Teilung in bezug auf beide Schenkel $\leq 2{,}5$ d ist. Bei Ermittlung der Knicksicherheit sind die ungeschwächten Querschnitte in Rechnung gestellt. Für die auf Biegung beanspruchten Stäbe sind die Niete in der Zug- und Druckzone bei der Ermittlung des Trägheitmoments abgezogen. Der größte Abstand der Heftniete ist

$$t \leq 8\ d \text{ oder } \leq 20\ \delta,$$

(δ = Stärke de außenliegenden Bleches). Für die Kesselnietung des Schwimmkastens und die Nietung der Buckelplatten unter dem Schwimmkasten (20 mm Durchmesser) ist der größte Nietabstand $\leq 3{,}5$ d, über dem Schwimmkasten (16 mm Durchmesser) ≤ 4 d.

Für den Boden und die Decke des Schwimmkastens sind die größten Hauptspannungen, die sich an der Oberfläche des Bleches ergeben, nach dem ebenen Problem zusammengesetzt:

$$\sigma\ \max = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

Dabei ist σ_x die Spannung in der Längsrichtung des Tores, zusammengesetzt aus:

1. der Biegungsspannung des Hauptträgers $\sigma_{x1} = \frac{M}{J} \cdot e$, wobei die Versteifungen und die seitlichen Blechwände des Schwimmkastens für die Berechnung von J nicht berücksichtigt sind,
2. der Druckspannung $\sigma_{x2} = \frac{P}{F}$, die in dem Blech und den Versteifungen einer leeren Kammer entsteht, wenn die benachbarten Kammern mit Wasser gefüllt sind,
3. der Biegungsspannung σ_{x3}, die infolge der festen Vernietung der Bleche mit den auf Biegung beanspruchten Längsversteifungsträgern auftritt.

Die gesamte Längsspannung ist dann

$$\sigma_x = \sigma_{x1} + \sigma_{x2} + \sigma_{x3}.$$

Die Spannung in der Querrichtung des Tores σ_y ist zusammengesetzt aus:

1. der Biegungsspannung σ_{y1} aus dem unmittelbaren Preßluft- bzw. Wasserdruck. Dabei ist das Blech als durchlaufender Balken mit gleichen Stützweiten, gleichbleibendem Trägheitsmoment und gleichförmiger Belastung aufgefaßt, deren Moment über den Stützen $M = \frac{pl^2}{16}$ (infolge günstiger Wirkung der breiten Auflagerung über den Trägerflanschen) angenommen ist, wenn das Blech an die Versteifungsträger angepreßt (bei (innerem Druck und $M = \frac{p\,l^2}{12}$, wenn das Blech von den Versteifungen abgerissen (bei äußerem Druck) wird.
2. der Druckspannung σ_{y2}.

Greift an einem Flansch ein Druck p_1, am anderen Flansch ein Druck p_2 an, so daß die ganze Belastung des Trägers $p = p_1 - p_2$ ist, so ist nach Abbildung 45 angenommen, daß noch über den der Wand zunächst liegenden Längsversteifungen die Spannung beträgt

$$\sigma_{y2} = \frac{p_1}{d} \text{ bezw. } \frac{p_2}{d} \text{ (d = Blechstärke)}$$

und daß sich die Spannung dazwischen linear ändert.

Die gesamte Querspannung ist dann $\sigma_y = \sigma_{y1} + \sigma_{y2}$.

Die Schubspannung ist berechnet nach der Formel $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot d}$.

Hiernach sind die Hauptspannungen zusammengesetzt für die ungünstigsten Querschnitte.

Die Längsversteifungen der ebenen Bleche sind ohne Berücksichtigung der mit ihnen vernieteten Blechquerschnitte auf Biegung berechnet (siehe oben); zu diesen Biegungsspannungen σ_{x1} sind bei den Versteifungsträgern von Boden und Decke des Schwimmkastens noch Spannungen σ_{x2} und σ_{x3} berücksichtigt. Die Spannung σ_{x2} ist dieselbe wie für das Boden- und Deckenblech (vgl. oben). Die Spannung σ_{x3} wird in den Längsversteifungen dadurch erzeugt, daß sie durch feste Vernietung Bestandteile des auf Biegung beanspruchten Blechträgerriegels sind. Der gedrückte freie Flansch dieser Längsversteifungen ist gegen seitliches Ausknicken untersucht, und dabei als maßgebende Knickspannung das Mittel zwischen größter und mittlerer Längsspannung in der Schwerachse des Flansches verstanden:

$$\sigma = \frac{1}{2}\,\frac{M_{max}}{W} + \frac{1}{2}\,\frac{M_{mittel}}{W} = \frac{5}{6}\,\frac{M_{max}}{W}$$

Die Beanspruchung ist in gleicher Weise nach Euler und Tetmajer berechnet wie für Knickstäbe; sie ist aber bis zu 20 vH größer zugelassen, da es nicht, wie stets bei Fachwerkstäben, möglich ist, daß rechnungsgemäß nicht zu verfolgende Einspannungsmomente auftreten und die Knickgefahr vergrößern. Der günstige Einfluß des Steges der Versteifungsträger ist vernachlässigt.

c) Statische Berechnung und Einzeldurchbildung der Eisenkonstruktion.

Die statische Berechnung ist für beide Torarten vollständig gleichartig durchgeführt.

Ueberschlägliche Berechnungen hatten ergeben, daß mit nur vier wagerechten Riegeln, trotz des recht beträchtlichen Abstandes namentlich der beiden unteren Riegel, der Eisenverbrauch am günstigsten wird. Ferner war für eine möglichste Beschränkung der wagerechten Riegel auch die Rücksicht auf tunlichst geringen Wasserwiderstand des fahrenden Tores maßgebend. Es entstanden dadurch freilich ganz gewaltige Auflagerdrücke (für die schweren Tore z. B. 1061 t beim Riegel A und 1135 t beim Riegel B), die sehr kräftige Querverbände an den Torenden erforderten, um eine möglichst weitgehende Verteilung der Auflagerkräfte auf das Anschlagmauerwerk zu gewährleisten. Innerhalb des Tores konnten die Querverbände sehr leicht gehalten werden.

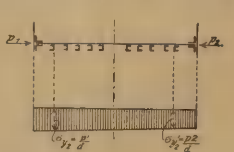
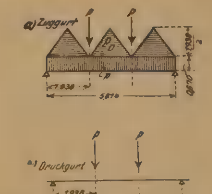


Abb. 45. Belastungsform für σ_{y^2}.



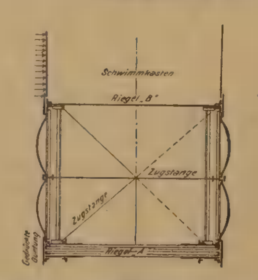


Abb. 47. Ausgitterung unter dem Schwimmkasten.

Abb. 46. Belastungsform. Der Riegel A und D.

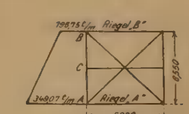


Abb. 48. Belastungsform für den Endverband.

Die Berechnung der Riegel A und D gestaltete sich recht einfach. Es sind weitfachige Fachwerkträger mit gleichlaufenden Gurtungen, 46,512 m Stützweite, 7,18 m, bzw. 7,58 m Systemhöhe und 5,814 m Feldweite. Für die Berechnung der Zug- und Druckspannungen in den Hauptträgern wurde angenommen, daß die zwischen zwei wagerechten Riegeln liegende Blechhaut als einfacher Balken wirkt und den Wasserdruck dementsprechend auf beide Hauptträger verteilt. Die hieraus sich ergebenden Belastungen sind für den unteren Riegel 45,62 t/lfdm beim schweren Tor, 12,61 t/lfdm beim leichten Tor und für den oberen Riegel 9,65 t/lfdm bei beiden Torarten. Außer diesen achsialen Beanspruchungen erhalten diese beiden Fachwerkriegel A und D noch Biegungsbeanspruchungen infolge des unmittelbar wirkenden Wasserdrucks. Diese sind für die gezogene Gurtung (Abb. 46):

1. Wasserdruck p auf die Gurtung selbst,
2. Anteil des Wasserdrucks p_D gegen den unteren, nicht auf die senkrechten Ständer verrechneten Teil der Beplattung,
3. Stützdruck P der beiden senkrechten Ständer in jedem Feld.

Für die gedrückte Gurtung kommt nur der Stützdruck P aus den senkrechten Ständern in Frage, der nach Abb. 47 von den Zwischenträgern durch die Zugstange übertragen wird. Da die Tore nach beiden Seiten höheres Wasser kehren, also beide Gurtungen Zug- und Druckspannungen erhalten, kommen für die Querschnittbestimmung beider Gurte nur die größeren Biegungsmomente der gezogenen Gurtung in Frage. Der Mehraufwand an Eisen für die auf Biegung beanspruchten Gurtungen ist nicht so groß, daß eine Unterteilung des weitmaschigen Fachwerks zur Vermeidung der Biegungsbeanspruchung gerechtfertigt gewesen wäre. Außerdem kommt der Vorteil der besseren konstruktiven Ausbildung der Knotenpunkte des nicht unterteilten Fachwerks hinzu.

Die Berechnung und Ausbildung der Endfachwerke erfolgte unter der Voraussetzung, daß der Auflagerdruck zwischen Mauerwerk und Anschlagbalken entsprechend der Wasserdruckfläche völlig gleichmäßig durchlaufend übertragen und durch den Verband auf die einzelnen Riegel übergeleitet wird. Der Sprengwerkartige Endverband (Abb. 48) ist dabei unter Annahme gelenkartiger, reibungsloser Knotenpunktverbindungen berechnet. Z. B. ist für die Endfachwerke unterhalb des Schwimmkastens (zwischen Riegel A und B) bei der schweren Torart nach Abb. 44 der Wasserdruck in Höhe des Riegels A = 15, 01 t/qm und in Höhe des Riegels B = 8,46 t/qm. Die für die Belastung des Endrahmens einzuführenden Werte sind demnach

$$p_a = \frac{15{,}01 \cdot 46{,}512}{2} = 349{,}07 \text{ t/m}$$

$$p_b = \frac{8{,}46 \cdot 46{,}512}{2} = 196{,}75 \text{ t/m.}$$

Die Zwischenwerte sind gradlinig interpoliert (Abb. 48). Dieses als zweifach statisch unbestimmtes System berechnete Endfachwerk erfordert in den Ständern einen größten Querschnitt von 1749 qcm mit einen Widerstandsmoment von

$$W_o = 53\,647 \text{ cm}^3$$
$$W_u = 42\,382 \text{ cm}^3$$

Das entsprechende Endfachwerk für die leichten Tore konnte wesentlich schwächer gehalten werden.

Zur Aufnahme der nicht immer gleichlaufend zur Schleusenachse gerichteten Auflagerkräfte (Abb. 49) und zur Erzielung wirksamer Eckversteifungen sind zwischen dem Ständer des Endfachwerks und dem ersten normalen Ständer wagerechte, konsolartige Verbindungen angeordnet. Bei der Berechnung dieser Konsolen ist angenommen, daß die Resultierende der Auflagerkräfte in der Mitte des Holzbalkens angreift und daß der Reibungsbeiwert zwischen Holz und Mauerwerk $\varphi = 0{,}55$ ist.

Für das oben erwähnte Endfachwerk des schweren Tores sind zwischen den Riegeln A und B vier Konsolen angeordnet und mit Rücksicht auf die Ausbildung des Endständers nach Abbildung 50 verteilt.

Besonders sorgfältige Durchbildung erforderte wegen des Wasserauspressens durch Preßluft der Schwimmkasten. Zur Versteifung dient zunächst das in voller Länge durchgehende Längsschott. Außerdem sind in Abständen von 5,814 m sieben Querschottwände angeordnet, so daß der Schwimmkasten in sechzehn

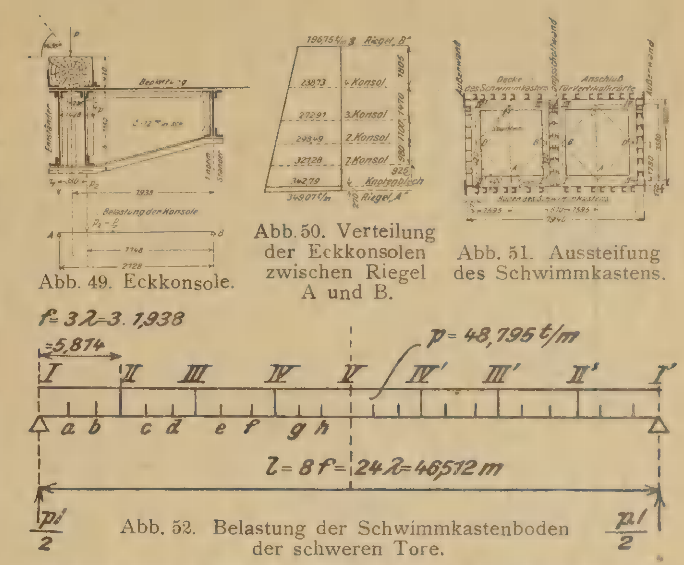


Abb. 49. Eckkonsole.

Abb. 50. Verteilung der Eckkonsolen zwischen Riegel A und B.

Abb. 51. Aussteifung des Schwimmkastens.

Abb. 52. Belastung der Schwimmkastenboden der schweren Tore.

Schwimmkammern eingeteilt wird, die bei den schweren Toren eine Höhe von 3,9 m, bei den leichten eine solche von 3,3 m haben. Zwischen je zwei Querschotten sind außerdem in Abständen von 1,938 m zwei als Fachwerkrahmen ausgebildete offene Querspanten vorgesehen. Die Aussteifungsträger der ebenen Bleche (Z- und [-Eisen) liegen bei den Außenhäuten und dem Längsschott innerhalb des Schwimmkastens zwischen Blechwand und Querspanten, während sie bei Boden und Decke des Schwimmkastens unterhalb bzw. oberhalb des Blechs angeordnet sind, so daß die Winkel der Spanten unmittelbar mit dem Boden- bzw. Deckenblech vernietet sind (Abb. 51). Die wegen der vielen verschiedenen Belastungsfälle recht umfangreiche Berechnung der Schott- und Außenwände des Schwimmkastens mit ihren Versteifungsträgern sowie den Spanten bietet an sich nichts besonderes. Nur die Berechnung der den Boden und die Decke des Schwimmkastens bildenden wagerechten Blechträgerriegel B und C sowie die Ermittlung der Spannungen im Blech selbst, die besonders eingehend durchgeführt sind, möge in großen Zügen angedeutet werden. Als Beispiel soll der Schwimmkastenboden des schweren Tores dienen. Es ist der ungünstigste Belastungsfall bei der Trockenlegung eines Hauptes zu untersuchen. Nach Abbildung 46 ist die Belastung für Riegel B aus dem Wasserdruck: p = 48,759 t/m. Die hiernach an den Stellen der Querschotte und Spanten (Abb. 52) errechneten Momente erfordern einen Blechträger mit dem in Abb. 53 dargestellten größten Querschnitt von 4032 qcm und einem Widerstandsmoment von 967 675 cm³ unter Berücksichtigung von 20 v H für Nietschwächung. Die Versteifungsträger des Bodenblechs sind von Querschott zu Querschott reichend und an beiden Spanten aufliegend als Balken auf vier Stützen berechnet und zwar für folgende Belastungsfälle:

1. Vollständig frei stehendes, trockengelegtes Tor mit einem inneren Ueberdruck von 1,25 t/qm (Druckprobe);
2. aufgeschwommenes Tor, Schwimmkastendecke 1,20 m austauchend, innerer Druck 1,25 t/qm;
3. gewöhnlicher Betriebsfall mit teils leeren, teils mit Wasser gefüllten Schwimmkammern;
4. zur Trockenlegung eines Schleusenhauptes dienendes Tor mit einseitigem Wasserdruck nach Abb. 44 (bis + 20,77) und vollständig mit Wasser gefülltem Schwimmkasten.
5. Wie Belastungsfall 4 mit niedrigstem Kanalwasserstand + 19,60.

Für diese 5 Belastungsfälle sind die oben erwähnten Spannungen σ_{x1}, σ_{x2} und σ_{x3} getrennt ermittelt, und durch Zusammenzählen ist für jeden Belastungsfall der Größtwert für die einzelnen Versteifungsträger festgestellt. Für die Belastungsfälle 1 und 2 kommen die Spannungen σ_{x3} nicht in Betracht, weil das Bodenblech als Teil des Riegels B unbelastet ist.

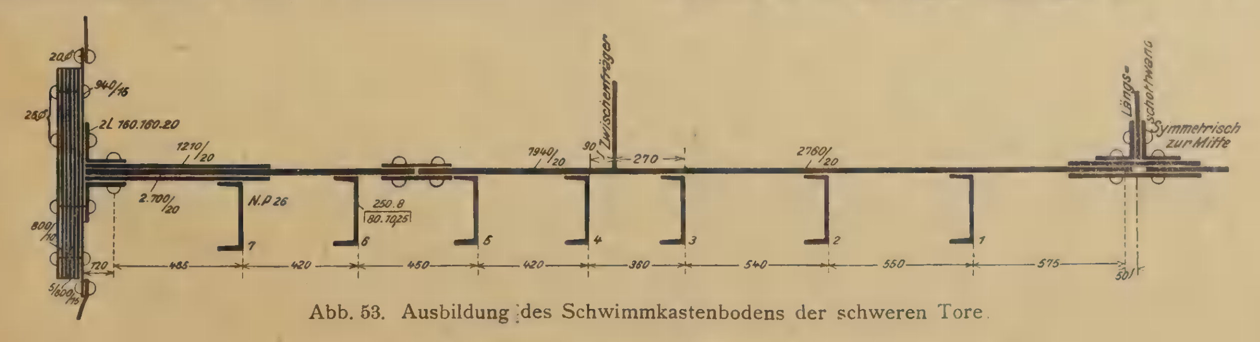


Abb. 53. Ausbildung des Schwimmkastenbodens der schweren Tore.

Tabelle 7. Ermittelung der

	Punkt	Längsspannungen σ_x						Querspannungen σ_y				Schubspannung
		σ_{x1}	σ_{x2}	σ_{x3}		$\sigma_x = \sigma_{x1} + \sigma_{x2} + \sigma_{x3}$		σ_{y1}	σ_{y2}	$\sigma_y = \sigma_{y1} + \sigma_{y2}$		τ
				oben	unten	oben	unten			oben	unten	
Schnitt I	7	+ 1,113	+ 0,003	—	—	+ 1,116	+ 1,116		+ 0,207	+ 0 207	wie σ_y oben	0,209
	6	+ 0,974	0,003	+ 0,030	+ 0,020	+ 1,007	+ 0,997		+ 0,190	+ 0,190		0,221
	5	+ 0,827	0,003	0,030	0,020	+ 0,860	+ 0,850		+ 0,172	+ 0,172		0,232
	4	+ 0,690	0,055	0,029	0,020	+ 0,774	+ 0,765		+ 0,155	+ 0,155		0,240
	3	+ 0 573	0,030	0,030	0,020	+ 0,633	+ 0,623		+ 0,140	+ 0,140		0,246
	2	+ 0,397	0,003	0,032	0,020	+ 0,432	+ 0,420		+ 0,118	+ 0 118		0,254
	1	+ 0,217	+ 0,003	+ 0,032	+ 0,019	+ 0,252	+ 0,239		+ 0,096	+ 0,096		0,258
	0	0	—	—	—	—	—		+ 0,069	+ 0,069		0,260
	1′	— 0,217	+ 0,003	+ 0,032	+ 0,019	— 0,182	— 0,195		+ 0,041	+ 0,041		0,258
	2′	— 0,397	0,003	0,032	0,020	— 0,362	— 0,374		+ 0,019	+ 0,019		0,254
	3′	— 0,573	0,030	0,030	0,020	— 0,513	— 0,523		— 0,003	— 0,003		0,246
	4′	— 0,690	0,055	0,029	0,020	— 0,606	— 0,615		— 0,018	— 0,018		0.240
	5′	— 0,827	0,003	0,030	0,020	— 0,794	— 0,804		— 0,035	— 0,035		0,232
	6′	— 0,974	0,003	+ 0,030	+ 0,020	— 0,941	— 0,951		— 0,053	— 0,053		0,221
	7′	— 1,113	+ 0,003	—	—	— 1,110	— 1,110		— 0,070	— 0,070		0,209

Die für sämtliche 5 Belastungsfälle ermittelten größten Spannungen sind in der Tabelle (5) zusammengestellt.

Tabelle 5.

Zusammenstellung der größten Spannungen in den Versteifungsträgern bei den Belastungsfällen 1—5.

Träger	Belastungsfall				
	1	2	3	4	5
	t/qcm	t/qcm	t/qcm	t/qcm	t/qcm
7′	+ 0,811	+ 0,636	— 1,072	— 1,216	— 1,156
6′	+ 0,999	+ 0,784	— 1,188	— 1,132	— 1,104
5′	+ 0,999	+ 0,784	— 1,137	— 0,989	— 0,979
4′	+ 1,272	+ 1,048	— 1,211	— 0,786	— 0,755
3′	+ 1,228	+ 0,993	— 1,184	— 0,720	— 0,729
2′	+ 1,247	+ 0,982	— 1,197	— 0,611	— 0,676
1′	+ 1,290	+ 1,011	— 1,169	— 0,443	— 0,534
1	+ 1,290	+ 1,011	+ 1,145	+ 0,449	+ 0,542
2	+ 1,247	+ 0,982	+ 1,173	+ 0,617	+ 0,684
3	+ 1,228	+ 0,993	+ 0,946	+ 0,780	+ 0,821
4	+ 1,272	+ 1,048	+ 0,773	+ 0,896	+ 0,923
5	+ 0,999	+ 0,784	+ 1,115	+ 0,995	+ 0,987
6	+ 0,999	+ 0,784	+ 1,166	+ 1,138	+ 1,112
7	+ 0,811	+ 0,636	+ 1,052	+ 1,222	+ 1,164

Die Berechnung der Spannungen im Bodenblech ist in der Längsrichtung für die Fasern an den 2×7 Versteifungsträgern (Abb. 53) und in der Querrichtung an 9 charakteristischen Querschnitten erfolgt, für die die Spannungen Größtwerte erreichen. Diese Schnitte liegen an den Querschotten V, IV und I, an den Spanten f und c, an den Schnitten α, β, γ, an denen Gurtlamellen endigen und an δ in der Mitte eines Feldes, wo die Gurtlamelle beim anliegenden Querschott endigt. Für alle genannten Punkte sind die oben erwähnten Längsspannungen σ_{x1}, σ_{x2}, σ_{x3}, die Querspannungen σ_{y1}, σ_y sowie die Schubspannungen τ ermittelt und daraus unter Berücksichtigung der gleichzeitig auftretenden Spannungen die Hauptspannungen zusammengesetzt.

Als einziger zu untersuchender Belastungsfall kommt hierfür natürlich der in Abbildung 44 dargestellte Fall der Trockenlegung eines Schleusenhauptes in Frage. Für alle anderen Belastungsfälle sind die Spannungen des Bodenblechs geringer. Die Spannungen σ_{x1} sind die Hauptbiegungsspannungen des Blechträgerriegels B:

$$\sigma_{x1} = \frac{M}{J} \cdot e.$$

Die Spannungen σ_{x2} (vgl. oben) kommen nicht vor, weil sämtliche Schwimmkammern beim Trockenlegen eines Hauptes ganz mit Wasser gefüllt werden.

Die Spannungen σ_{x3} (durch feste Vernietung mit den auf Biegung beanspruchten Versteifungsträgern) sind unter der Annahme ermittelt, daß zusammen mit den Versteifungsträgern ein Blechstreifen wirkt, dessen Breite höchstens b + 20 δ beträgt unter Berücksichtigung der Nietschwächung des Blechs. Da die Versteifungsträger von Schottwand zu Schottwand reichen und an den Spanten unterstützt sind, haben die Momente an den Schnitten I, IV und V den Wert M = O. An den Schnitten c und f (unter den Spanten) ist $M = 0{,}10\ pl^2$.

Die Spannungen σ_{y1} (Biegungsspannung in Blech durch den unmittelbar auf den Boden wirkenden Wasserdruck) sind unter Berücksichtigung der breiten Auflagerung auf den [= Eisenflanschen aus dem Höchstmoment

$$M = p \frac{\frac{(l_1 + l_2)2}{2}}{16}$$

berechnet.

An den Schottwänden und an den Spanten können wegen der Vernietung keine Spannungen σ_{y1} auftreten.

Die Spannungen σ_{y2} (durch die auf die Gurte wirkende Belastung) entstehen durch die in Abb. 54 dargestellte Belastung, die sich wie folgt zusammensetzt:

Hauptspannungen im Schnitt f.

$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}$		Hauptspannung $\sigma_{max} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}$ in qcm	
oben	unten	oben	unten
$\sqrt{\left(\frac{0,909}{2}\right)^2 + 0,209^2} = 0,500$	$\sqrt{\left(\frac{0,909}{2}\right)^2 + 0,209^2} = 0,500$	$0,662 + 0,500 = +1,162$	$0,662 + 0,500 = +1,162$
$\sqrt{\left(\frac{0,817}{2}\right)^2 + 0,221^2} = 0,464$	$\sqrt{\left(\frac{0,817}{2}\right)^2 + 0,221^2} = 0,460$	$0,599 + 0,464 = +1,063$	$0,594 + 0,460 = +1,054$
$\sqrt{\left(\frac{0,688}{2}\right)^2 + 0,232^2} = 0,415$	$\sqrt{\left(\frac{0,678}{2}\right)^2 + 0,232^2} = 0,411$	$0,516 + 0,415 = +0,931$	$0,511 + 0,411 = +0,922$
$\sqrt{\left(\frac{0,619}{2}\right)^2 + 0,240^2} = 0,392$	$\sqrt{\left(\frac{0,610}{2}\right)^2 + 0,240^2} = 0,388$	$0,465 + 0,392 = +0,857$	$0,460 + 0,388 = +0,848$
$\sqrt{\left(\frac{0,493}{2}\right)^2 + 0,246^2} = 0,348$	$\sqrt{\left(\frac{0,483}{2}\right)^2 + 0,246^2} = 0,345$	$0,387 + 0,348 = +0,735$	$0,382 + 0,345 = +0,727$
$\sqrt{\left(\frac{0,314}{2}\right)^2 + 0,254^2} = 0,299$	$\sqrt{\left(\frac{0,302}{2}\right)^2 + 0,254^2} = 0,296$	$0,275 + 0,299 = +0,574$	$0,269 + 0,296 = +0,565$
$\sqrt{\left(\frac{0,156}{2}\right)^2 + 0,258^2} = 0,270$	$\sqrt{\left(\frac{0,143}{2}\right)^2 + 0,258^2} = 0,268$	$0,174 + 0,270 = +0,444$	$0,168 + 0,268 = +0,436$
$\sqrt{\left(\frac{0,069}{2}\right)^2 + 0,260^2} = 0,262$	$\sqrt{\left(\frac{0,069}{2}\right)^2 + 0,260^2} = 0,262$	$0,035 + 0,262 = +0,297$	$0,035 + 0,262 = +0,297$
$\sqrt{\left(\frac{0,223}{2}\right)^2 + 0,258^2} = 0,281$	$\sqrt{\left(\frac{0,236}{2}\right)^2 + 0,258^2} = 0,284$	$-(0,071 + 0,281) = -0,352$	$-(0,077 + 0,284) = -0,361$
$\sqrt{\left(\frac{0,381}{2}\right)^2 + 0,254^2} = 0,318$	$\sqrt{\left(\frac{0,393}{2}\right)^2 + 0,254^2} = 0,321$	$-(0,172 + 0,318) = -0,490$	$-(0,178 + 0,321) = -0,499$
$\sqrt{\left(\frac{0,510}{2}\right)^2 + 0,246^2} = 0,354$	$\sqrt{\left(\frac{0,520}{2}\right)^2 + 0,246^2} = 0,358$	$-(0,258 + 0,354) = -0,612$	$-(0,263 + 0,358) = -0,621$
$\sqrt{\left(\frac{0,588}{2}\right)^2 + 0,240^2} = 0,380$	$\sqrt{\left(\frac{0,597}{2}\right)^2 + 0,240^2} = 0,383$	$-(0,312 + 0,380) = -0,692$	$-(0,317 + 0,383) = -0,700$
$\sqrt{\left(\frac{0,759}{2}\right)^2 + 0,232^2} = 0,445$	$\sqrt{\left(\frac{0,769}{2}\right)^2 + 0,232^2} = 0,449$	$-(0,415 + 0,445) = -0,860$	$-(0,420 + 0,449) = -0,869$
$\sqrt{\left(\frac{0,888}{2}\right)^2 + 0,221^2} = 0,496$	$\sqrt{\left(\frac{0,898}{2}\right)^2 + 0,221^2} = 0,500$	$-(0,497 + 0,496) = -0,993$	$-(0,502 + 0,500) = -1,002$
$\sqrt{\left(\frac{1,040}{2}\right)^2 + 0,209^2} = 0,560$	$\sqrt{\left(\frac{1,040}{2}\right)^2 + 0,209^2} = 0,560$	$-(0,590 + 0,560) = -1,150$	$-(0,590 + 0,560) = -1,150$

$$= \frac{8,46 + 15,245}{2} \cdot 6,785 \cdot \frac{2,834}{6,55} = 34,797 \text{ t/m}$$

$$p_2 = 2/3 \cdot 8,46 \cdot \frac{3,9}{2} + \frac{1}{3} \cdot 4,56 \cdot \frac{3,9}{2} = 13,962 \text{ „}$$

$$p_1 + p_2 = 48,759 \text{ t/m.}$$

Auf 1 m Breite stellt das Blech eine Nutzfläche dar

für Druck: $F = 100 \cdot 2,0 = 200$ qcm

für Zug: $F = 200—16 \text{ v H} = 168$ qcm

Es wurde nun angenommen, daß die Spannungen σ_{y_2} linear abnehmen von

$$\sigma_{y_2} \max = \frac{+ p_1}{168} = + \frac{34,797}{168} = 0,207 \text{ t/qcm}$$

$$\text{bis } \sigma_{y_2} \min. = \frac{- p_2}{200} = - \frac{13,962}{200} = - 0,070 \text{ t/qcm.}$$

Für die Berechnung der Schubspannungen ist zunächst an Hand der Abb. 50 die Querkraft für die der Berechnung zugrunde liegenden Schnitte, sodann nach Abb. 51 das statische Moment sowie das Trägheitsmoment der einzelnen vollen Querschnitte ermittelt. Am Querschott V sind die Schubspannungen $\tau = 0$.

Aus den so ermittelten Längs- (x), Quer- (y) und Schubspannungen sind die Hauptspannungen für die erwähnten Schnitte zusammengesetzt nach dem ebenen Problem

$$\sigma \max = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

Darin ist

$$\sigma_x = \sigma_{x1} + \sigma_{x2} + \sigma_{x3}$$

$$\sigma_y = \sigma_{y1} + \sigma_{y2}.$$

In Trägermitte, also am Querschott V, ist $\tau = 0$, daher $\sigma \max = \sigma_x$. Da auch $\sigma_{x3} = 0$, ist hier

$$\sigma_{max} = \sigma_{x1} + \sigma_{x2}.$$

Diese größten Blechspannungen in Trägermitte zeigt Tabelle 6.

Tabelle 6.
Größte Blechspannungen in Trägermitte.

Punkt	σ_{x1}	σ_{x2}	σ_{max}
	t/qcm	t/qcm	t/qcm
a (Randspannung)	1,391	0	1,391
7	1,165	0,003	1,168
6	1,020	0,003	1,023
5	0,867	0,003	0,870
4	0,723	0,055	0,778
3	0,600	0,030	0,630
2	0,416	0,003	0,419
1	0,228	0,003	0,231
0	0	—	—

Für die Ermittlung der Hauptspannungen in den übrigen Schnitten möge als Beispiel die Tabelle 7 dienen, in der der Schnitt f (am Querspant) behandelt ist.

Für die Berechnung des die Schwimmkastendecke bildenden Riegels C war diese Untersuchung für beide Belastungsfälle (Abb. 42 und 44) durchzuführen, um die absoluten Größtwerte festzustellen.

Bei der konstruktiven Durchbildung des Schwimmkastens mußte besonderer Wert auf möglichst große Luftdichtigkeit gelegt werden, damit später nicht das Lenzen der Schwimmkammern durch Preßluft in Frage gestellt würde. Selbstverständlich mußten am Schwimmkasten sämtliche Niete und Stoßfugen verstemmt werden. Stärkere Querschnitte wurden beiderseits verstemmt. An schwächeren Querschnitten, wo die Gefahr vorlag, beim beiderseitigen Stemmen die erste Stemmnaht wieder zu lockern, begnügte man sich mit einseitigem Verstemmen. Verhältnismäßig einfach gestaltete sich auf diese Weise das Dichten der geraden Nähte, das gewöhnlich ohne weitere Hilfsmittel gelang. An schwieriger zugänglichen Nähten wurden mit Bleimennige getränkte Jutestreifen unter die Decklaschen gelegt. Für die besonders schwer zu dichtenden Eck-

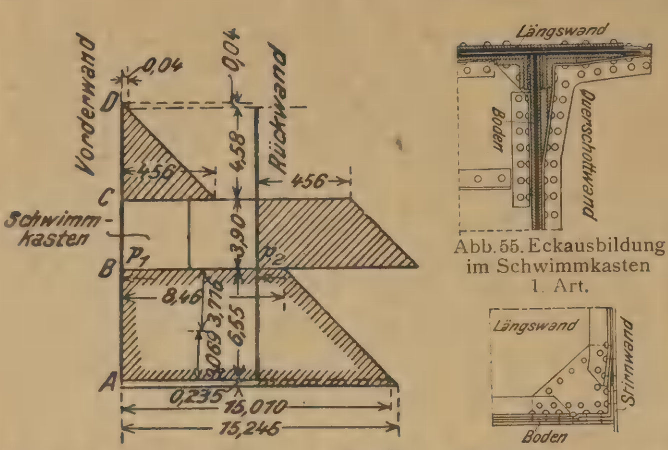


Abb. 54 Belastungsform zur Berechnung der Spannungen σ_{y2}.

Abb. 55. Eckausbildung im Schwimmkasten 1. Art.

Abb. 56. Eckausbildung im Schwimmkasten 2. Art.

verbindungen wurden nach Versuchen zwei Anordnungen ausgeführt, die beide guten Erfolg versprachen. Nach der ersten Anordnung wurden aus Flacheisen gebogene Eckwinkel über die zu dichtenden, vorher scharfkantig bearbeiteten Eckwinkel gekröpft unter Verwendung möglichst geringer Keilfutter (Abb. 55). Die Eckwinkel wurden mit den zu stoßenden Winkeln durch Deckwinkel gelascht. Die zweite Anordnung sah aus Blechen gepreßte und geschweißte Eckstücke vor, die mit größeren Keilfuttern und Deckwinkeln an die zu stoßenden Winkel gelascht wurden (Abb. 56). Die nach der Aufstellung mit den in freier Luft stehenden Toren angestellten Druckversuche, die für jede der 96 Schwimmkammern mit Preßluft von 1,25 Atm. Ueberdruck mehrmals bis zur hinreichenden Luftdichtigkeit ausgeführt wurden, ergaben, daß im allgemeinen die geraden Nähte sowie die Niete völlig dicht hielten. Undichte Stellen waren zunächst nur noch in den Ecken und hier vor allem an den Stirnwänden bei den schwer zugänglichen Stellen des Endrahmens im Schwimmkasten. Durch Nachstemmen dieser beim Abspülen mit Seifenlauge sich zeigenden Undichtigkeiten wurde meist sehr bald eine genügende Luftdichtigkeit erreicht. Es wurde dabei als ausreichend erachtet, wenn der am Manometer beobachtete Druck von 1,25 Atm. in einer einzigen Kammer, wenn sämtliche übrigen Kammern leer waren, nach dem Abstellen der Preßluftleitung in ½ Stunde nicht mehr als 0,15 Atm. abfiel. Dieser Probe mußten sämtliche Kammern genügen. Dabei zeigte es sich, daß die erste Anordnung der Eckausbildung (Abb. 55) wegen der geringeren Anzahl der Stemmnähte einige Vorteile gegenüber der zweiten Anordnung (Abb. 56) hat, bei der bisweilen die erste gedichtete Fuge beim Stemmen der zweiten sich lockerte und dann langwieriges Nachstemmen in den dunklen Endkammern erforderte. Die Blechhaut der Tore wird unterhalb des Schwimmkastens durch 10 mm bzw. 8 mm starke Buckelplatten mit $^1/_{10}$ Pfeilhöhe gebildet, die so gelegt sind, daß die Buckel auf Zug beansprucht werden. An den wagerechten Auflagern der Riegelgurtungen werden die Buckelplatten durch den Wasserdruck angepreßt. Bei dem wagerechten Zwischenträger unter dem Schwimmkasten und bei den senkrechten Ständern werden mit Rücksicht auf bessere konstruktive Durchbildung die Buckelplatten durch den Wasserdruck abgezogen, die Anschlußniete also auf Abreißen beansprucht. Die wegen der wasserdichten Nietung sowieso erforderliche sehr enge Nietteilung von 70 mm bei den Nieten von 20 mm Durchmesser für die unter dem Schwimmkasten sitzenden Bleche bewirkt, daß selbst bei der ungünstigsten Belastung (Trockenlegen eines Hauptes) die Niete nur mit 150 kg/qcm auf Abreißen beansprucht werden.

Die Blechhaut an den Außen- und Stirnwänden des Schwimmkastens besteht aus 12 mm starken ebenen Blechen, die durch [-Eisen ausgesteift sind. Außerdem sind in den Endfeldern auch unter und über dem Schwimmkasten statt der Buckelbleche ausgesteifte ebene Bleche angeordnet zur Erzielung einer besseren Längsaussteifung, die im übrigen durch die Buckelbleche sowie durch die Schrägkreuze, bestehend aus gekreuzten ⊥-Trägern, gebildet wird. Die nur wenig beanspruchte Blechwand über dem obersten Riegel auf der Kanalseite der Tore ist ebenfalls aus ebenen Blechen (8 mm stark) gebildet.

Das gesamte Eisengewicht beträgt bei den schweren Toren rd. 1053 t, bei den leichten Toren rd. 768 t für jedes Tor.

d) Stabilitätsberechnung.

Der Nachweis der Schwimmfähigkeit der beiden Torarten mußte sich auf folgende Fälle erstrecken:

1. Aufgeschwommenes Tor mit vollständig leerem Schwimmkasten.
2. Betriebslage des Tores für einen Betriebsdruck von 80 t bei dem höchsten Ostseewasser von + 22,94 und 2 a für einen Betriebsdruck von 40 t bei dem niedrigsten Kanalwasserstand von + 19,60.
3. Beschädigtes Tor mit 2 vollgelaufenen und 2 symmetrisch gegenüberliegenden gefüllten Schwimmkammern.

Da die Tore in der Längs- und Querrichtung im allgemeinen symmetrisch ausgebildet werden konnten, war durch den rechnerisch zu bestimmenden Trimmballast nur das Gewicht der einseitig oder nicht symmetrisch zu den Schwerachsen angeordneten Teile über dem obersten Riegel auszugleichen. Es waren hierzu bei keinem der Tore mehr als 10 t erforderlich, die in Form von Eisenmasseln auf den Boden des Schwimmkastens gelegt wurden. Im übrigen ist auch für die leichten Tore kein Ballast erforderlich.

Für den Fall 1 bestimmt sich die Eintauchtiefe des Tores aus der Beziehung:

$$G = V \cdot \gamma \text{ worin}$$

G = Gesamtgewicht des Tores einschließlich der gesamten Ausrüstung (beim schweren Tor 1 202 t, beim leichten Tor 902 t),
γ = 1,00 spezifisches Gewicht des Kanalwassers,
V = Volumen der ins Wasser tauchenden Teile des Tores bedeutet.

Das Volumen des eintauchenden Schwimmkastens ist bei einer den Massen einschließlich der Hälfte des Schwimmkastenbodens beträgt

beim schweren Tor . . . . . . 103,63 cbm
beim leichten Tor . . . . 78,81 cbm

Das Volumen des eintauchenden Schwimmkastens ist bei einer Tauchtiefe t

$$V_2 = b \cdot l \cdot t$$

Demnach:

beim schweren Tor $V_2 = 7{,}94\ (46{,}512 + 0{,}4\ ) \cdot t = 372{,}48 \cdot t$
beim leichten Tor $V_2 = 7{,}95\ (46{,}512 + 0{,}386) \cdot t = 372{,}93 \cdot t.$

Aus der Beziehung

$$G = (V_1 + V_2) \cdot \gamma$$

ist die Eintauchtiefe des Schwimmkastens ermittelt für das schwere Tor = 2,95 m, für das leichte Tor = 2,20 m, so daß die Schwimmkastendecke noch austaucht beim schweren Tor 3,9 — 2,95 = 0,95 m, beim leichten Tor 3,3 — 2,20 = 1,10 m, und der Tiefgang beträgt beim schweren Tor 10,00 m, beim leichten Tor 9,86 m.

Für den Fall 2 ist das Volumen

	schweres Tor cbm	leichtes Tor cbm
der eintauchenden Massen unterhalb des Schwimmkastens	103,63	78,81
des Schwimmkastens	1452,67	1232,78
der übrigen Massen bis + 22,94 . . .	65,63	63,78
V =	1621,93	1375,37

Die Menge des Wasserballastes für 80 t Betriebsdruck ergibt die Beziehung

$$80 = G + B - V.$$

Für das schwere Tor ist

$$B = 80 - 1202 + 1622 = 500 \text{ cbm},$$

für das leichte Tor

$$B = 80 - 902 + 1375 = 553 \text{ cbm}.$$

Zur Erzielung einer gleichmäßigen Torbelastung werden die Endkammern ganz und die mittleren Kammern teilweise gefüllt. Der Inhalt einer Endkammer nach Abzug der darin enthaltenen Eisenteile beträgt beim schweren Tor = 89,88 cbm, beim leichten Tor = 76,01 cbm.

Eine mittlere Schwimmkammer muß also noch aufnehmen beim schweren Tor $\frac{500 - 4 \cdot 89{,}88}{4} = 35{,}12$ cbm, beim leichten Tor $\frac{553 - 4 \cdot 76{,}01}{4} = 62{,}24$ cbm.

Unter Berücksichtigung des etwas geringeren Inhalts einer mittleren Schwimmkammer von 87,43 cbm bzw. 74,05 cbm ist darin die Höhe des Ballastwassers

beim schweren Tor = 1,54 m,
beim leichten Tor = 2,76 m.

Für den Fall 2a beträgt die ebenso berechnete Höhe des Ballastwassers in den mittleren Schwimmkammern

für das schwere Tor = 0,72 m,
für das leichte Tor = 1,94 m.

Für den Fall 3 beträgt das Volumen der 4 im ungünstigsten Fall vollständig gefüllten Schwimmkammern abzüglich des Volumens der in Frage kommenden Wände und Spanten

beim schweren Tor = 354,0 cbm
beim leichten Tor = 300,3 cbm.

Demnach ist das gesamte Gewicht des Tores einschließlich Ausrüstung und den 4 gefüllten Schwimmkammern (vgl. Fall 1)

für das schwere Tor 1202 + 354 = 1556 t,
für das leichte Tor 902 + 300 = 1202 t,

die Tauchtiefe ergibt sich aus der Beziehung

$$G = (V_1 + V_2) \cdot \gamma$$

Nach Fall 1 ist für das schwere Tor

$$1556 = 103{,}63 + 372{,}48 \cdot t, \text{ oder}$$

$$t = \frac{1556 - 103{,}63}{372{,}48} = 3{,}90 \text{ m},$$

für das leichte Tor

$$1202 = 78{,}81 + 372{,}93 \cdot t, \text{ oder}$$

$$t = \frac{1202 - 78{,}81}{372{,}93} = 3{,}01 \text{ m}.$$

Die leichten Tore bleiben also auch in diesem Fall noch recht gut schwimmfähig, während die schweren Tore bis zu ihrer Schwimmkastendecke absinken würden. Es ist jedoch zu bedenken, daß in den zur Bestimmung von t eingesetzten Wert von V der eintauchende Teil der Deckenlamellen und vor allem der Reibbalken nicht eingeführt ist. Es wird also die Decke immerhin noch oben austauchen. Ferner ist zu berücksichtigen, daß ein derartig schwer beschädigtes Tor in Wirklichkeit wohl kaum ins Dock geschleppt werden würde, ohne daß vorher wenigstens ein Teil der Lecks vorübergehend abgedichtet und dementsprechend weniger Wasser eingefüllt würde. Schlimmstenfalls ließe sich aber die nötige Schwimmfähigkeit immer noch leicht durch Aufbringen einer mäßig hohen Bretterverschalung über den Schwimmkasten zwischen den beiden Endrahmen erzielen.

Der Tiefgang der Tore beträgt im ungünstigsten Falle:
bei den schweren Toren

$$T = 3{,}90 + 6{,}55 + 0{,}51 = 10{,}96 \text{ m},$$

bei den leichten Toren

$$T = 3{,}01 + 7{,}15 + 0{,}51 = 10{,}67 \text{ m}.$$

Die Stabilität des aufgeschwommenen Tores (Fall 1) ergibt sich aus der Lage des Gewichtsschwerpunktes zum Schwerpunkte des Auftriebes. Der Gewichtsschwerpunkt liegt über der Mitte des Schwimmkastenbodens

beim schweren Tor + 0,46 m,
beim leichten Tor + 0,94 m.

Der Schwerpunkt des Auftriebes liegt über Bodenmitte

beim schweren Tor + 1,00 m,
beim leichten Tor + 0,60 m.

Der Gewichtsschwerpunkt liegt demnach unter dem Auftriebsschwerpunkt

beim schweren Tor + 0,54 m,
beim leichten Tor — 0,34 m.

Das schwere Tor besitzt also eine sehr große Stabilität. Beim leichten Tor, bei dem der Torschwerpunkt 34 cm über dem Auftriebsschwerpunkt liegt, ist der Abstand des Metazentrums vom Gewichtsschwerpunkt zu 1,84 m errechnet, so daß auch das leichte Tor eine ausreichende Stabilität besitzt. Für den Fall 3 mit 4 gefüllten Schwimmkammern wird die Stabilität bei beiden Torarten noch günstiger, da der Schwerpunkt des Auftriebes wesentlich mehr nach oben verschoben wird, als der Schwerpunkt des Tores.

Außer diesen Untersuchungen wurde noch der Einfluß eines Winddrucks von 40 kg/qm festgestellt, und zwar, wie sehr sich das aufgeschwommene Tor (Fall 1) schief stellt und wie hoch bei abgesenktem Tor der Betriebsdruck (beim Fall 2 mindestens sein muß, damit beim niedrigsten Wasserstande von + 17,68 kein Kippen des Tores eintritt. Die Untersuchung ergab für das schwere Tor einen Neigungswinkel von etwa 3° und einen Betriebsdruck von etwa 64 t, für das leichte Tor einen Neigungswinkel von etwa 5° 30' und einen Betriebsdruck von etwa 74 t.

e) Torausrüstung.

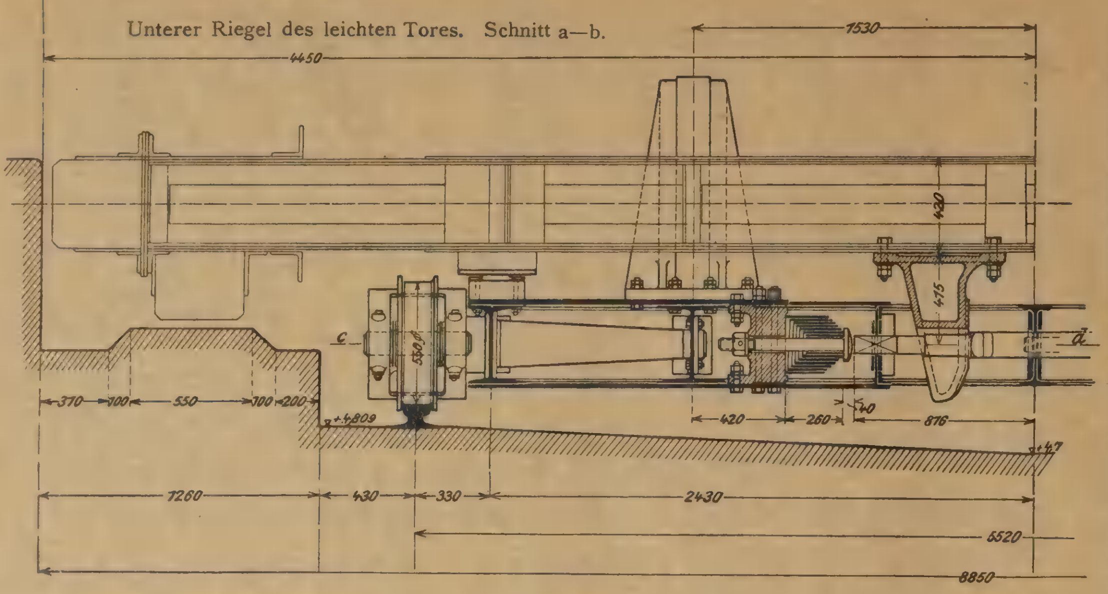
Zum Füllen und Lenzen der Schwimmkammern ist jedes Tor mit einer Rohranlage ausgestattet, die aus gußeisernen Flanschenrohren mit Gummidichtungen zusammengeschraubt ist. Die Hauptleitungen sind unter dem Fußsteg an die Eisenkonstruktion gehängt. Hiervon zweigen mit T = Stück und Krümmer die Leitungen für die einzelnen Kammern ab.

Das Füllen der Kammern geschieht mit Leitungswasser. Die Fülleitung hat einen Durchmesser von 125 mm, und jede Zweigleitung ist durch einen Wasserschieber abgeschlossen. Zum Lenzen der Kammern wird die Preßluft von 1,25 Atm. von einem fahrbaren Verdichter mittels Panzerschlauchs zugeführt. Die Preßluftleitungen haben einen Durchmesser von 80 mm. Jede Zweigleitung ist durch einen Dreiweghahn abgeschlossen, der außer dem Absperren und dem Füllen einer Kammer auch noch das Belüften der Kammer sowie der Leitungsanlage ermöglicht. Die Luftleitung endigt an der Schwimmkastendecke. Als Auswurfleitung dient gleichzeitig das senkrechte Stück der Fülleitung, das 150 mm Weite hat, oben an einem T-förmigen Ansatz den Auswurfkrümmer trägt und außerdem bis zum Schwimmkastenboden hinab verlängert ist. Damit die Kammern vollständig gelenzt werden können, ist auf den Boden des Schwimmkastens eine Abgleichschicht aus Zementestrich aufgebracht mit Gefälle zu einem Lenzsumpf unter der Auswurfleitung. Die Gestänge der Wasserschieber und Lufthähne können vom Fußweg aus bedient werden. Der Auswurfkrümmer ist mit Scharnier und Flügelschrauben aufgesetzt, damit er zum Peilen des Wasserstandes in den Kammern umgeklappt werden kann.

Zum jederzeitigen Ablesen des Wasserstandes in den Schwimmkammern ist eine Quecksilber-Manometer-Anlage vorhanden. In jeder Schwimmkammer befindet sich in der Nähe des Lenzsumpfes eine Luftglocke, von der eine 3 mm im Lichten weite Hartbleileitung zu einem Quecksilber-Manometer in einem Kasten auf dem Fußsteg führt. In diesem Kasten sind sämtliche Manometer für ein Tor vereinigt. Damit auch während des Lenzens einer Kammer, wenn diese unter mehr oder weniger hohem Luftdruck steht, der Wasserstand abgelesen werden kann, führt eine zweite Hartbleileitung von der Decke des Schwimmkastens zum anderen Ende der Manometerröhre, so daß der auf der Kammer lastende Luftdruck unwirksam gemacht und der wirkliche Wasserstand unabhängig von dem Luftdruck abgelesen wird. Zum Auspressen von Wasser aus der Luftleitung und der Luftglocke können alle Leitungen durch je einen Hahn mit einer Luftpumpe verbunden werden. In die Preßluftleitung ist ein Feder-Manometer eingeschaltet, das die Möglichkeit bietet, etwaige Undichtigkeiten der Luftleitungen festzustellen. Die Hartbleirohre sind mittels Stopfbüchsen aus seewasserbeständiger Bronze mit Hartgummieinlage durch die Decke des Schwimmkastens hindurchgeführt. Zum Schutze gegen äußere Beschädigungen sind sämtliche Bleirohre in zweiteiligen Eichenholz-Schutzleisten verlegt, die an die Eisenkonstruktion des Tores angeschraubt sind. Obwohl der Wasserstand bei den Schwimmkammern der schweren Tore nur bis 3,90 m ansteigen kann, sind die Skalen doch für 11,00 m Wasserdruck bemessen, weil beim Ausblasen der hydrostatische Wasserdruck durch die Höhe der Auswurfrohre (+ 23,00) bedingt wird.

Als Anschlagbalken sind zur Uebertragung des Wasserdrucks von der Eisenkonstruktion der Tore auf das Mauerwerk der Anschläge und zur Abdichtung an beiden Seiten des Tores je ein wagerechter Holzbalken in Drempelhöhe und je 2 seitliche senkrechte Holzbalken angebracht. Der Drempel und die Maueranschläge bestehen aus Granitquadern, die vor dem Versetzen gestockt und später noch geschliffen sind, um während der Fahrt des Tores möglichst geringe Reibungswiderstände zu haben. Für die Dichtungsbalken wurde südamerikanisches Greenheartholz gewählt, das nach praktischen Versuchen des Wasserbauamts Emden die höchste Festigkeitsziffer beim Gleiten auf Granit ergeben hatte. Die Stärke der Balken ist mit Rücksicht auf das Ausdrehen der Tore aus den Anschlägen auf der einen Torseite 40 cm, auf der anderen Seite 35 cm. Die Breite beträgt bei den leichten Toren durchweg 40 cm; bei den schweren Toren sind wegen des erheblich größeren Wasserdrucks beim Trockenlegen eines Schleusenhauptes der Drempelbalken 47 cm, die senkrechten Balken bis zur Schwimmkastendecke 55 cm und darüber 40 cm breit. Die Befestigung sämtlicher Anschlagbalken geschieht in Abständen von etwa 1,50 m durch kräftige, seitlich an die Eisenkonstruktion angenietete Winkelstücke vermittels je 2 starker Bolzen. Zwischen Holzbalken und Eisenkonstruktion ist ein Streifen Asphaltfilz gelegt. Für die Nietköpfe der Eisenkonstruktion mußten vorher die Holzbalken nach Schablonen entsprechend ausgebohrt werden. Trotz dieser Unbequemlichkeit wurde keine versenkte Nietung zugelassen wegen der größeren Zuverlässigkeit der unversenkten Niete an diesen hochbeanspruchten Stäben. Das für das Ausdrehen der Tore an der einen Torecke abnehmbar angeordnete 3 m lange Stück Anschlagholz ist am senkrechten Dichtungsbalken durch einen Winkel aus seewasserbeständiger Bronze mit 2 Kupferbolzen und am Drempelbalken selbst durch Versatz und 2 Kupferbolzen befestigt. Die Stöße haben etwa 5 mm Spielraum, so daß die Taucher ohne Mühe das Balkenstück abnehmen und wieder festmachen können. In derselben Weise wie die Dichtungsbalken sind in Höhe des Bodens und der Decke des Schwimmkastens sowie des oberen Riegels wagerechte Schutzbalken aus Eichenholz angebracht. Die Balken am Schwimmkasten sind 30×30 cm stark und hören 3,0 m vor dem Torende auf, damit sie beim Ausdrehen des Tores aus der Torkammer nicht hindern. Die Balken am oberen Riegel sitzen auf der ganzen Länge und sind 40×35 cm bzw. 40×40 cm stark, da sie gleichzeitig seitliche Führungshölzer für das Tor während der Fahrt sind. Zum Schutz der Eisenkonstruktion bei etwaigem Anstoßen gegen das Mauerwerk beim zu späten Anhalten des fahrenden Tores sind an den Stirnseiten vor allen Riegeln Prellhölzer aus kräftigen Eichenbohlen vorgesehen.

Zum Ersatz bei etwaiger Beschädigung der Unterwagen ist vorgesehen, die Tore auf Holzkufen zu fahren. An der Unterfläche des unteren Stehblechs des unteren Riegels sind deshalb an beiden Gurtungen 40 cm breite Balken aus Greenheartholz angebracht. Beim leichten Tor sind die Kufen 30 cm, beim schweren wegen der größeren Entfernung der Gurtstehbleche 22 cm stark. Dementsprechend beträgt die abzunutzende Kufenstärke, das ist bis Unterkante der Eisenkonstruktion, 100 mm bzw. 50 mm. In der ersten Zeit des Schleusenbetriebes mußten die Tore mehrere Monate auf Kufen gefahren werden, weil wegen ganz außerordentlich starker Verschmutzung der Schleusen durch die Baggerungen in der



Nähe und besonders durch die durchfahrenden Klappschuten die Unterwagen nicht abgesetzt werden konnten. Dabei zeigte es sich, daß ein dauernder Betrieb auf Kufen unmöglich stattfinden konnte. Besonders in einem Haupte, in das von einer Böschungsrutschung starke Sandmassen hineingetrieben waren, nutzten die Kufen eines leichten Tores bei durchschnittlich vierzig Schleusungen an einem Tage in etwa 4 Monaten um 90 mm ab. Der Betriebsballast war während dieser Zeit je nach den Außenwasserständen 40 bis 70 Tonnen. Bei einem anderen, schweren Tor, das nicht so stark im Sand lief und dessen Betriebsdruck, weil es Binnentor war, auf etwa 35 Tonnen gehalten werden konnte, waren die zur Verfügung stehenden 55 mm in etwa 3 Monaten abgeschlissen. Die sorgfältige Polierung der Kufensteine aus Granit wurde offenbar durch den sich zwischen Granit und Holz schiebenden Sand vollständig unwirksam gemacht. Abgesehen von den erwähnten besonders ungünstigen Umständen läßt sich nach den gewonnenen Erfahrungen wohl behaupten, daß mit Holzkufen auf Granit wegen des starken Verschleißens der Holzkufen ein regelrechter Betrieb auf die Dauer nicht aufrechterhalten werden kann. Glücklicherweise gelang die Reinigung der Laufbahnen für die Schiebetore und das Absetzen der Unterwagen, bevor die Kufen an mehr als zwei Toren verbraucht waren, so daß seitdem der Betrieb auf Unterwagen ohne Störung erfolgen konnte. Für den Fall, daß die Fahrt auf Unterwagen nicht so bald gelungen wäre, würde ein Ersatz der Kufen in der vorhandenen Anordnung voraussichtlich nicht in Frage gekommen sein. Statt dessen sollte ein Versuch mit Kufen aus weichem Gußeisen gemacht werden, die in etwa 3 Längen von je 2 m auf jeder Seite unter die abgeschlissenen Holzkufen vermittels seitlicher Ansätze an die Eisenkonstruktion geschraubt werden sollten. Nachdem nunmehr der Kufenbetrieb voraussichtlich nur in seltenen Ausnahmefällen und auf ganz kurze Zeit eingeführt zu werden braucht, werden die Holzkufen in der vorgesehenen Ausführung auch so ihren Zweck erfüllen.

Die für den gewöhnlichen Betrieb vorgesehenen beiden Unterwagen (Abb. 57) für jedes Tor bilden den einzigen unter Wasser befindlichen beweglichen Teil der Schiebetore, der aber nicht fest mit ihnen verbunden ist und der jederzeit heraufgeholt und ausgewechselt werden kann. Das Tor ruht mit den beiden 5,814 m vom Torende befindlichen Querstäben des untersten Riegels, die deshalb auch für den denkbar ungünstigsten Unfall kräftig genug ausgebildet und durch ein Sprengwerk abgestützt sind, auf zwei Gleitlagern des Unterwagens ohne jede Verbindung zwischen Tor und Wagen. Auf den Gleitlagern kann das Tor um den Anschlagspielraum, das ist je 5 cm nach beiden Seiten, in der Querrichtung gleiten. In der Längsrichtung wird jeder Unterwagen von dem Querstab des Riegels gehalten und während der Fahrt durch je zwei Führungsbalken mit senkrechten Drucklagern mitgenommen. Zwischen diesen Lagern ruht der Querstab mit einem Spielraum von 5 mm. Die Führungsbacken sind an ihrem oberen Ende nach außen geschweift, damit beim Absenken des Tores auf die vorher an die richtige Stelle in der Sohle gestellten Unterwagen kleine Ungenauigkeiten beim Hineinfahren der Wagen ausgeglichen werden, und das Tor unter allen Umständen richtig auf die Lager gleiten muß. Die Abbildung 58 gibt ein Bild von den auf den Schienen stehenden Unterwagen.

Seitenansicht

Schnitt e—f.

Schnitt c—d.

Abb. 57. Unterwagen der Schiebetore. M 1 : 30.

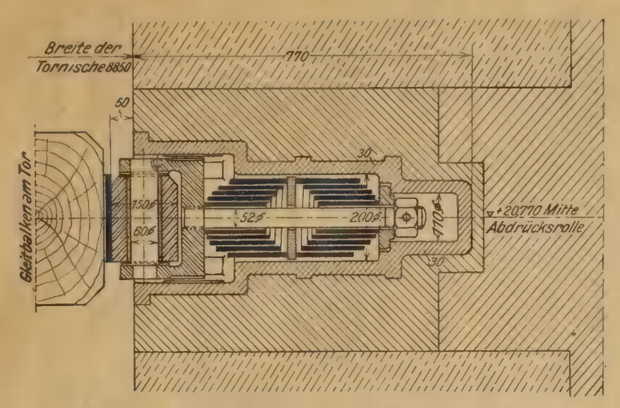


Abb. 59. Abdruckrollen in den Maueranschlägen.

Die Unterwagen sind naturgemäß einer dauernden Wartung und Beaufsichtigung entzogen. Es ist daher Wert darauf gelegt, sie möglichst kräftig und ohne jede feineren Maschinenteile auszubilden. Man hat daher auch auf eine Schmierung der Achsen verzichtet. Ein aus Differdinger I-Eisen N. 36 genieteter Rahmen trägt beiderseits die beiden Hauptachsen mit je einem Wagebalken, in dem je zwei Räder eingebaut sind. Die mit beiderseitigen Flanschen versehenen Räder laufen auf flußeisernen Kranschienen von 120 mm Kopfbreite mit einem Spielraum von 5 mm zwischen Radflansch und Schienenkopf. Die Schienen sind mit Steinschrauben in der Schleusensohle befestigt. Die Unterwagen sind berechnet für den ungüstigsten Belastungsfall der Beschädigung eines Tores, wobei außer dem Betriebsballast von insgesamt 80 t für ein Tor noch zwei Schwimmkammern gerade über einen Unterwagen volllaufen. Jeder Unterwagen wiegt einschließlich der gesamten Ausrüstung rd. 13 t. Damit die Schiebetore nach dem Ausgleich der Wasserstände beim Anfahren von den Anschlägen abgedrückt werden und ferner während der Fahrt nicht mit den Anschlagbalken am Drempel schleifen, sondern in der Mittellage gehalten werden, sind einmal am Unterwagen und ferner an den Maueranschlägen in Höhe des oberen Riegels besondere Federn bzw. Druckrollen angebracht. Die Unterfläche der Querstäbe des unteren Riegels, die auf den Unterwagen liegen, tragen konsolartige Ansätze, die in den Wagenrahmen hineinfassen und hier vermittels Anschlagbacken und Druckstange durch je zwei Federn so gehalten werden, daß das Tor an jedem Unterwagen mit 8 t in die Mittellage gedrückt wird. Dieser Seitendruck muß von den Radflanschen auf die Schienenköpfe übertragen werden. Durch genaues Bearbeiten der Schienen hat man zu erreichen versucht, daß der Druck sich gleichmäßig auf die 8 Radflanschen mit je 1 t verteilt.

Die Abdrückrollen in den Maueranschlägen (Abb. 59) bestehen aus einer 20 cm hohen, um eine senkrechte Achse drehbaren Stahlgußrolle, die in einem gußeisernen Gehäuse in die Granitwerksteine versetzt ist und durch eine spiralförmige Feder nach vorn gedrückt wird. Das Gehäuse schneidet vorn genau mit der Vorderkante Mauer ab, die Rollen ragen je 5 cm (das ist der Spielraum zwischen Anschlag und Dichtungsbalken des Tores) vor, so daß das Tor durch die Spannung der Feder dauernd mit 5 t abgepreßt wird. Zum Schutz gegen den Angriff der Rollen ist auf die Eichenbalken des oberen Riegels ein 20 mm starkes Eisenblech aufgeschraubt.

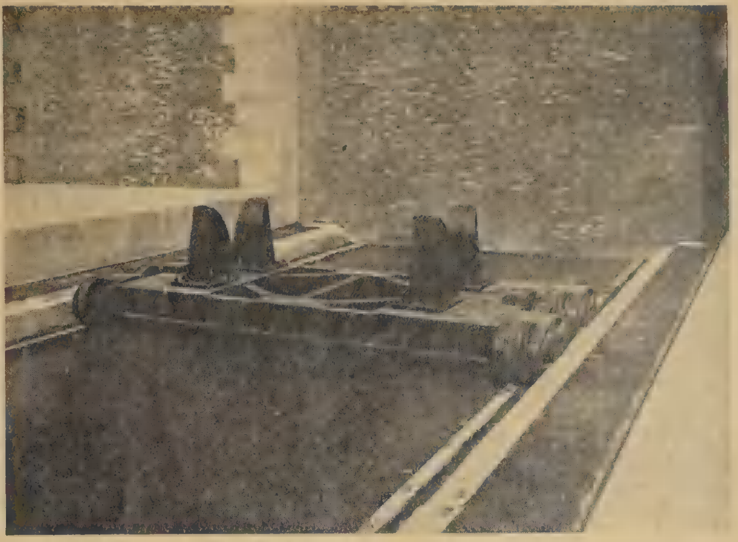


Abb. 58. Unterwagen auf den Laufschienen in einer Tornische.

3. Aufstellung der Tore.

Die Aufstellung aller 6 Schiebetore erfolgte in der inzwischen fertiggestellten südlichen Schleusenkammer zwischen den Mittel- und Binnenhaupt derart, daß zwei Tore nebeneinander (in Querrichtung der Schleuse) und drei Tore hintereinander (in Längsrichtung der Schleuse) gleichzeitig hergestellt wurden. Auf den Betonplatten der Schleusensohle konnten ohne weiteres die Stapelungen für die Tore verlegt werden, die abwechselnd mit Keilen und Hebeschrauben ausgerüstet waren. Die einzelnen Teile der Eisenkonstruktion mußten von der Kaimauer am Binnenhafen auf einem Schmalspurgleis an die Baustelle herangebracht werden. Hier wurde das Eisen für die drei Tore an der Mittelmauer zunächst von einem auf einer Holzbrücke aufgestellten Laufkran in die Schleusenkammer abgelassen und dann zum eigentlichen Aufstellkran (gleichhüftiger Portalkran) gefahren, während das Eisen für die Tore an der Seitenmauer unmittelbar von einem einhüftigen Portalkran abgelassen und eingebaut werden konnte (Abb. 60).

Die Aufstellung der Tore begann Mitte November 1912. Es wurde zunächst der untere Riegel zusammengebaut, ausgerichtet und im Anschluß daran sofort vernietet. Während der Nietarbeit wurden die Ständer und Buckelbleche bis zum Riegel B eingebaut und der Riegel B selbst aufgelegt. Nun konnte mit dem Vernieten der Buckelbleche begonnen werden, und gleichzeitig wurden die Schottwände und Spanten, sowie die Beplattung des Schwimmkastens eingebaut. Darauf begannen die umfangreichen Nietarbeiten am Schwimmkasten, während der bis zu 13 Nietkolonnen an je drei Toren beschäftigt waren (Abb. 61).

Erst als der Schwimmkasten im wesentlichen abgenietet war, konnte er durch Auflegen der Decke geschlossen werden. Sonst wäre die Luft in den geschlossenen Schwimmkammern für die Arbeiter unerträglich geworden. Während des Zusammenbaus der über dem Schwimmkasten liegenden Konstruktionsteile wurde mit den umfangreichen Stemmarbeiten am Schwimmkasten begonnen, die auch noch nach Beendigung der gesamten Nietarbeiten am



Abb. 60. Beginn der Aufstellung der Schiebetore.

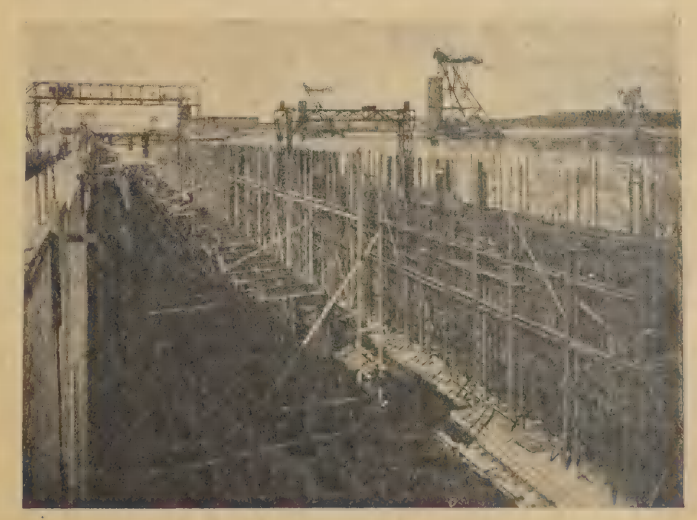


Abb. 61. Aufbau der Schwimmkästen und Schottwände.



Abb. 62. Die fertig aufgestellten Tore, kurz vor dem Einlassen des Wassers in die Schleuse.

1. Juli 1913 fortgesetzt werden mußten. Erst nachdem alle Schwimmkammern mit Preßluft von 1,25 Atm. abgepreßt und für genügend dicht befunden waren, wurde die im Mittel 3 cm starke Abgleichschicht aus Zementestrich auf dem Schwimmkastenboden aufgebracht. Abbildung 62 zeigt die in der Schleusenkammer fertig aufgestellten Tore kurz vor dem Einlassen des Wassers in die Schleuse. Bevor die Nacharbeiten und der Anstrich vollständig fertiggestellt waren, wurde das Wasser in die Schleuse eingelassen, so daß die Tore zum Aufschwimmen kamen. Um zu verhindern, daß beim Aufschwimmen Teile der Stapelklötze unter die Eisenkonstruktion treiben konnten, wurden die einzelnen Stapel an seitlichen Schwimmbalken befestigt. Nachdem die Schleusenkammern vollständig mit Wasser gefüllt waren, wurden dann die Tore durch Arbeiter mittels Stahltrossen fortgeschleppt und in die betreffenden Torkammern eingefahren, was in allen Fällen ohne jede Schwierigkeit gelang.

Während der letzten Monate waren an den 6 Toren bis zu 300 Arbeiter beschäftigt. Die Gesamtzahl der auf der Baustelle geschlagenen Niete betrug etwa 870 000. Es wurden Höchstleistungen von etwa 10 000 an einem Tag geschlagenen Nieten erzielt. Einzelne Nietkolonnen schlugen z. B. an den Buckelblechen bis 800 Niete am Tage.

4. Anstrich der Tore.

Da alle neuerdings angepriesenen Anstriche unter Wasser keine ausreichende Bewährungszeit aufwiesen, wurde der Anstrich der Stemmtore für die alten Schleusen am Kaiser-Wilhelm-Kanal übernommen, der an den meisten Toren sich etwa 18 Jahre gehalten hatte, ohne erneuert werden zu brauchen. Dementsprechend erhielten alle Eisenkonstruktionen im Werk vor dem Zusammenbauen der einzelnen Teile einen Anstrich mit heißem Leinölfirnis. Nach dem Vernieten wurde im Werk ein Bleimennige-Anstrich aufgebracht. Nach dem Vernieten auf der Baustelle wurde zunächst der Werk-Anstrich ausgebessert. Dann wurden zwei weitere Bleimennige-Anstriche aufgebracht und darauf die gesamte Eisenkonstruktion unter und über Wasser mit einem zweimaligen Anstrich von bestem säurefreien Steinkohlenteer versehen. Auch für die Innenflächen der Schwimmkammern wurde dieser Anstrich verwendet; den Arbeitern wurde dabei von außen ständig frische Luft zugeführt.

5. Einfahren und Absetzen der Tore.

Vor dem Einlassen des Wassers in die Schleuse waren die Laufbahnen der Tore sorgfältig gereinigt, und sämtliche Unterwagen genau an die richtige Stelle gesetzt, damit die Tore in der Schleusendurchfahrt darauf abgesenkt werden konnten. Es war darauf Bedacht genommen, auch später nach dem etwaigen Herausnehmen der Unterwagen sie immer wieder an die richtige Stelle und in der vorgeschriebenen Entfernung absetzen zu können, indem an beiden Drempeln Marken (rechteckige Aussparungen von 10 × 10 cm Kantenlänge) ausgehauen waren, in die eine zwischen die Wagebalken der Unterlagen gelegte Schablone paßt, so daß den Tauchern damit ein genaues Maß gegeben ist, die Mitte der Unterwagen unter Wasser richtig einzustellen. Die Verschmutzung der Schleuse war aber so stark, daß die in der um etwa 1 m gegen die übrige Schleusensohle vertieften Durchfahrtsohle stehenden Unterwagen vollständig mit Schlamm bedeckt waren und mit ihren Rädern und Rahmen so sehr im festgelagerten Schlamm saßen, daß es nach langwierigem Bemühen nicht gelang, ein Tor trotz übermäßig hoher Belastung bis auf die Gleitlager der Unterwagen abzusenken. Es blieb etwa 30 cm darüber im Schlamm sitzen. Der trotzdem angestellte Versuch, das an den Antrieb angekuppelte Tor zu bewegen, um die Unterwagen durch den Schlamm hindurchzuziehen, mußte als nutzlos aufgegeben werden. Es blieb daher nichts übrig, als sämtliche Unterwagen mit einem Schwimmkran heraufzuholen und zunächst die Durchfahrtsohlen zu reinigen. Mit einem Greifbagger konnten die festeren Schlammassen heraufgeholt werden, darauf wurden durch Taucher die Gleitbahnen und Schienen mit Preßwasser so weit gereinigt, daß nur noch ganz weicher Schlamm zurückblieb. Nunmehr gelang es, die Unterwagen zunächst wieder auf die Schienen zu setzen und sie nach Anschlagen einer Trosse mit dem Spill an Ort und Stelle zu verfahren.

Während dieser Reinigungsarbeit mußte der Schleusenbetrieb auf Kufen aufrechterhalten werden, um die sämtlichen Fahrzeuge des Baggereibetriebes durchzuschleusen. Das Aufschwimmen und Absenken der Tore für die Fahrt auf Kufen wurde ohne jedes Hilfsgerät ausgeführt. Die genau ausgewogenen Tore mit einer hohen Stabilität ermöglichen es nach einiger Uebung durch gleichmäßiges Füllen bzw. Lenzen der Schwimmkammern, die Tore ohne allzu starkes Kippen abzusenken.

Für das Absetzen auf die Unterwagen mußte mit größter Sorgfalt vorgegangen werden. Das Einbringen eines Tores in die Betriebslage spielt sich folgendermaßen ab. Zunächst wird das schwimmende Tor unter Zuhilfenahme von Schleppdampfern in die Torkammer eingefahren. Da es dem Winde eine sehr große Angriffsfläche bietet, ist ein Belegen an allen Ecken erforderlich. In der Torkammer wird dann durch Taucher das abnehmbare, 3 m lange Stück des unteren Dichtungsbalkens angebracht. Zu dem Zweck muß das Tor durch Einfüllen von Ballastwasser bis etwa 1 m über der Schleusensohle abgesenkt werden. Dann wird das Tor durch Auspressen eines Teiles des Ballastwassers wieder aufgeschwommen und vor die Schleusendurchfahrt mit dem Spill gezogen. Vorher werden über den Anschlägen an der Mittel- und Seitenmauer eiserne Portalböcke aufgestellt, an die das Tor mit 4 Flaschenzügen von je 6 t Tragkraft aufgehängt wird. Diese Maßnahme ist erforderlich, um das Tor allmählich und gleichmäßig absinken zu lassen und es genau mit den Querriegeln auf die Unterwagen zwischen die Gleitbacken zu bringen. Nunmehr wird mit dem Einlassen von Ballastwasser an beiden Enden gleichmäßig begonnen und entsprechend dem Absinken werden die Flaschenzüge an allen vier Ecken gleichmäßig nachgelassen. Dabei wird das Tor in der Längsrichtung durch Anziehen mit dem Spill gegen die Mittelmauer in der richtigen Lage gehalten. Auf diese Weise ist es gelungen, alle sechs Tore ohne jeden Unfall und ohne Beschädigung eines Unterwagens abzusenken. Nach dem Aufsetzen der Tore auf die Gleitlager wird der erforderliche Betriebsballast (40 bis 50 t) eingelassen. Darauf wird die Antriebsvorrichtung (sieh unten) angekuppelt, und das Tor ist betriebsfertig.

6. Hilfsgeräte.

a) Abschlußponton.

Das Abschlußponton dient zum Abschluß einer Tornische für die Ausführung von Wiederherstellungs-, Reinigungs- und Anstricharbeiten an den Schiebetoren in der Torkammer. Bei der allgemeinen Anordnung ist die Erwägung maßgebend gewesen, daß das Abschlußponton voraussichtlich sehr selten gebraucht wird. Deshalb mußte auf Vorkehrungen in der Schleusensohle verzichtet werden, die zwar das Abdichten des Pontons an der Sohle erleichtert hätten — z. B. Schlitze in der Sohle, Unterbrechungen der Laufschienen —, aber für das glatte Fahren der Schiebetore nur hinderlich gewesen wären. Es ist ferner zu berücksichtigen, daß ein langes, schmales Ponton mit einseitiger Blechhaut, dessen gekrümmte Seite in die Torkammer hineinragt, wegen des unsymmetrischen Querschnitts sehr schwer, selbst durch Ballast, in eine lotrechte Schwimmlage zu bringen ist. Gekrümmte Blechhäute erschweren überdies die konstruktive Durchbildung, erhöhen die Kosten und Verringern durch Hineinragen in die Torkammer den für die Arbeiten am Tor zur Verfügung stehenden Raum. Nach diesen Erwägungen ist das Abschlußponton ganz symmetrisch mit rechteckigem Grundriß und beiderseitigen Blechwänden so ausgebildet (Abb. 63), daß es mit einer Stützweite von 10 m ganz vor die Torkammer gesetzt werden kann. Es sind fünf wagerechte Riegel vorhanden. Die vier untersten Riegel sind als Blechträger ausgebildet, der oberste Riegel ist ein Fachwerkträger. Zwischen dem zweiten und vierten Riegel ist ein Schwimmkasten vorgesehen. Die Querverbände unter und in dem Schwimmkasten sind durch volle in der Mitte ausgeschnittene Bleche gebildet. Ueber dem Schwimmkasten sind Pfosten mit aussteifenden Eckblechen angeordnet. Beiderseits sind an beiden Enden 20 cm starke Eichenholzbalken angebracht zur Abdichtung gegen das Schleusenkammermauerwerk. Das Abschlußponton ruht nach dem Einschwimmen und Absenken vermittels kurzer Quer- und Längsbalken an beiden Enden auf dem Drempel. Die Schleusennische zwischen den Drempeln wird durch ein entsprechend ausgeschnittenes, senkrechtes Blech abgedichtet, das unter der Mitte des untersten Riegels sitzt und durch Konsolen an beiden Seiten abgestützt wird. Dieses Abschlußblech läßt nach dem Absetzen des Pontons auf die seitlichen Lager

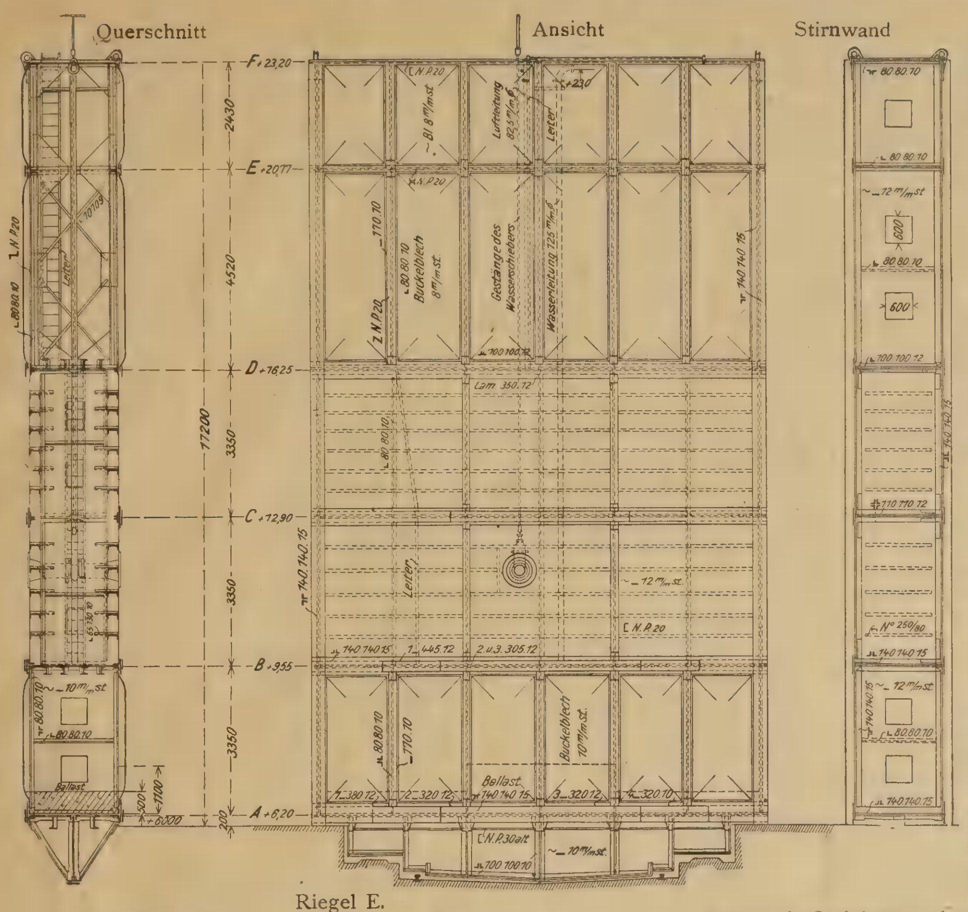


Abb. 63. Abschlußtor für die Torkammern. M. 1 : 150.

überall einen Spielraum von mindestens 10 cm bis zum Mauerwerk der Sohle frei, so daß ein Absenken des Pontons ohne Schwierigkeit möglich ist. Der verbleibende Zwischenraum über der Sohle soll durch Taucher mit besonders hergerichteten Holzbohlen ausgekeilt werden. Zur Erzielung einer stabilen Schwimmlage des frei schwimmenden Pontons mußten über dem untersten Riegel etwa 30 t Eisenbetonballast eingebracht werden.

Das Füllen und Entleeren des Schwimmkastens geschieht in derselben Weise wie bei den Schiebetoren. Für das Füllen der Torkammer ist wie bei den Toren der schweren Bauart ein Durchflußrohr von 450 mm lichter Weite mit einem Schieber vorgesehen. Ein schmaler Laufsteg über dem oberen Abschlußträger ermöglicht die Bedienung des Schiebers und vermittels einer Sprossenleiter den Zugang zu dem Mannloch in der Decke des Schwimmkastens. Das Zuwasserlassen des Abschlußtores mit einem Gesamtgewicht von etwa 130 t soll durch einen Schwimmkran erfolgen. Zum Anschlagen der Kranketten sind an den oberen vier Ecken kräftige Oesen aus Stahlguß angebracht.

b) Schwimmende Taucherglocke.

Die schwimmende Taucherglocke ist beschafft, um zunächst nach der nur oberflächlichen Reinigung der Torkammern eine gründliche Säuberung vornehmen zu können. Sodann wird ein solches Gerät mit großem Nutzen verwendet werden können zum Nachsehen und Auswechseln der Schienen für die Unterwagen und Gleitbahnen für die Kufen, sowie zum Nachsehen der Unterwagen unter Wasser.

Das Tauchergerät (Tafel 8 u. 9) besteht aus einem eisernen Ponton, in dem sich, durch Schottwände voneinander getrennt, hinten ein Wasserballastraum, mittschiffs die Maschinenkammer und vorn ein Arbeiter-Aufenthaltsraum befinden. Vorn am Ponton hängt an vier Tragkabeln die Taucherglocke mit den nötigen Betriebseinrichtungen. Das Ponton ist für die Durchführung des Einsteigeschachtes zur Taucherglocke schlitzartig ausgebildet, so daß die am oberen Ende des Einsteigeschachtes befindliche Luftschleuse (Abb. 64) bei abgesenkter Glocke von drei Seiten zugänglich ist. Für das Heben und Senken der Taucherglocke ist eine Windeanlage vorhanden. Die für das Auspressen des Wassers aus dem Schwimmkasten der Glocke sowie für den Betrieb der Arbeitskammer erforderliche Preßluft wird durch einen umlaufenden Verdichter erzeugt. Die Zuführung der elektrischen Energie geschieht mittels eines biegsamen Kabels von den Maschinenkammern der Schleuse aus. Die Hauptabmessungen der Taucherglocke (Länge 8,7 m, Breite 5,0 m) sind so gewählt, daß sie gerade zwischen den Toranschlägen (lichte Weite 8,85 m) abgesenkt und auch über einen Unterwagen gestellt werden kann. Zwecks Auswechslung von Schienen läßt sich die Glocke um 90° gedreht unter das Ponton anhängen. Zu dem Zweck gestatten die Stabilitätsverhältnisse der Glocke ohne weiteres ein Aufschwimmen und Verfahren der Glocke unabhängig vom Ponton, ohne daß es nötig ist, die Luftschleuse abzunehmen. Das Auspressen des Wassers aus dem Schwimmkasten geschieht durch Preßluft, und zwar vermittels eines Grundhahns, durch den auch erforderlichenfalls das Wasser in den Schwimmkasten eingelassen wird. Durch eine Quecksilber-Manometer-Anlage wird der Wasserstand in der Schwimmkammer angezeigt. Zur Verständigung mit den Arbeitern in der Arbeitskammer ist eine Fernsprechanlage vorgesehen. Sämtliche Räume werden elektrisch beleuchtet.

Das Ponton ist mit rechteckigem Grundriß und abgerundeten Ecken ausgebildet. Die Abmessungen sind dadurch gegeben, daß für eine größere Belastung durch die Taucherglocke bis zu 25 t eine genügende Stabilität vorhanden ist. Dementsprechend ist die Länge 15,0 m, die Breite zwischen den Spanten 6,0 m, die Breite über alles 8,7 m, die Seitenhöhe 2,3 m, der Tiefgang etwa 1,0 m. Die Länge des Schlitzes ist 3,6 m, seine Breite 1,5 m. Das Ponton ist unter Berücksichtigung der erforderlichen Abweichungen den Vorschriften des Germanischen Lloyds entsprechend für die Klasse $100 \frac{A}{4}$ K gebaut. Daraus ergaben sich im allgemeinen die zu verwendenden Eisenstärken. Für die Beplattung des Bodens, der Seitenwände und des Decks sind 5 mm starke Bleche verwendet. Die Längsnähte sind einfach, die Quernähte doppelt überlappt. Die vier Tragkabel der Taucherglocke werden vermittels vier Rohren von 250 mm lichter Weite durch das Ponton hindurchgeführt. Der durch eine leichte Schottwand mit Tür von der Maschinenkammer getrennte vordere Raum zu beiden Seiten des Schlitzes dient als Aufenthaltsraum für Arbeiter. Maschinen- und Arbeiterraum haben einen hölzernen Fußbodenbelag erhalten, die Seitenwände sind unverschalt. Rings um das Ponton läuft von zwei Winkeln eingefaßt ein Eichenholz-Scheuerbalken von 20×24 cm Querschnitt, der vorn um die zum Schutz der abgesenkten Glocke dienenden Abweiser geführt ist. Zum Verholen und Festlegen des Pontons sind an Deck vier Handwinden und vier Doppelpoller angebracht. Zum Entfernen von etwa eingedrungenem Wasser ist eine Handpumpe, zum Lenzen des Ballastwassers eine elektrisch angetriebene Kreiselpumpe aufgestellt.

Die Taucherglocke ist so ausgebildet, daß ein 2,2 m hoher Arbeitsraum vorhanden ist, dessen Decke durch fachwerkartige Querträger und dessen Seitenwände durch Konsolen ausgesteift sind. Die Konsolen sind mit Eisenbeton ausgestampft, um den Gewichtsschwerpunkt der Glocke möglichst tief zu bekommen. Die oberen Querträger dienen gleichzeitig als Spanten des 2,5 m hohen Schwimmkastens. Die Höhe des Schwimmkastens war durch die Vorschrift bedingt, daß bei möglichst großer Sicherheit der Glocken-Aufhängung während des Hebens ein hinreichendes Betriebsgewicht (etwa 20 t) in abgesenkter Lage und anderseits ein Schwimmen der Glocke frei vom Ponton mit genügender Stabilität ermöglicht wird. Auf der Decke der Glocke sind eichene Gleitbalken von 24×30 cm Stärke angebracht, die der hochgezogenen Glocke unter dem Boden des Pontons ein Lager bieten. Die unteren Schneiden der Glocke sind mit angeschraubten Hartholzkufen versehen, mit denen die Glocke sich auf die Drempel der Schleusen aufsetzt. Wird die Glocke bis dicht unter den Schiffsboden hochgezogen, so liegt die Unterkante der Kufen etwa 6,0 m unter dem Wasserspiegel. Die größte Tauchtiefe ergibt sich aus der Bedingung, daß bei einem Wasserstand von + 20,77 an der tiefsten Stelle der Schleusensohle (+ 4,70) noch gearbeitet werden kann. Hiernach ist eine

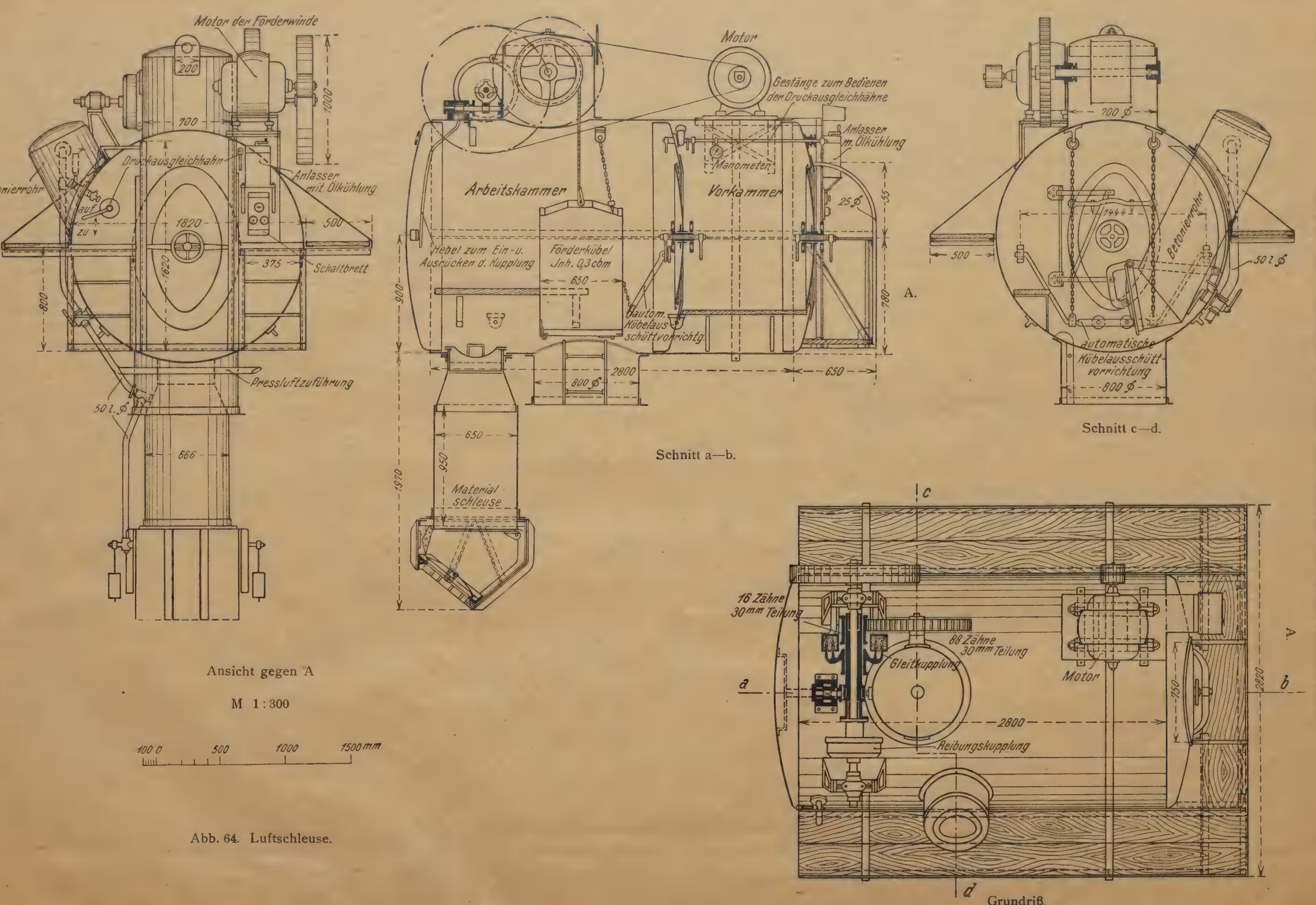
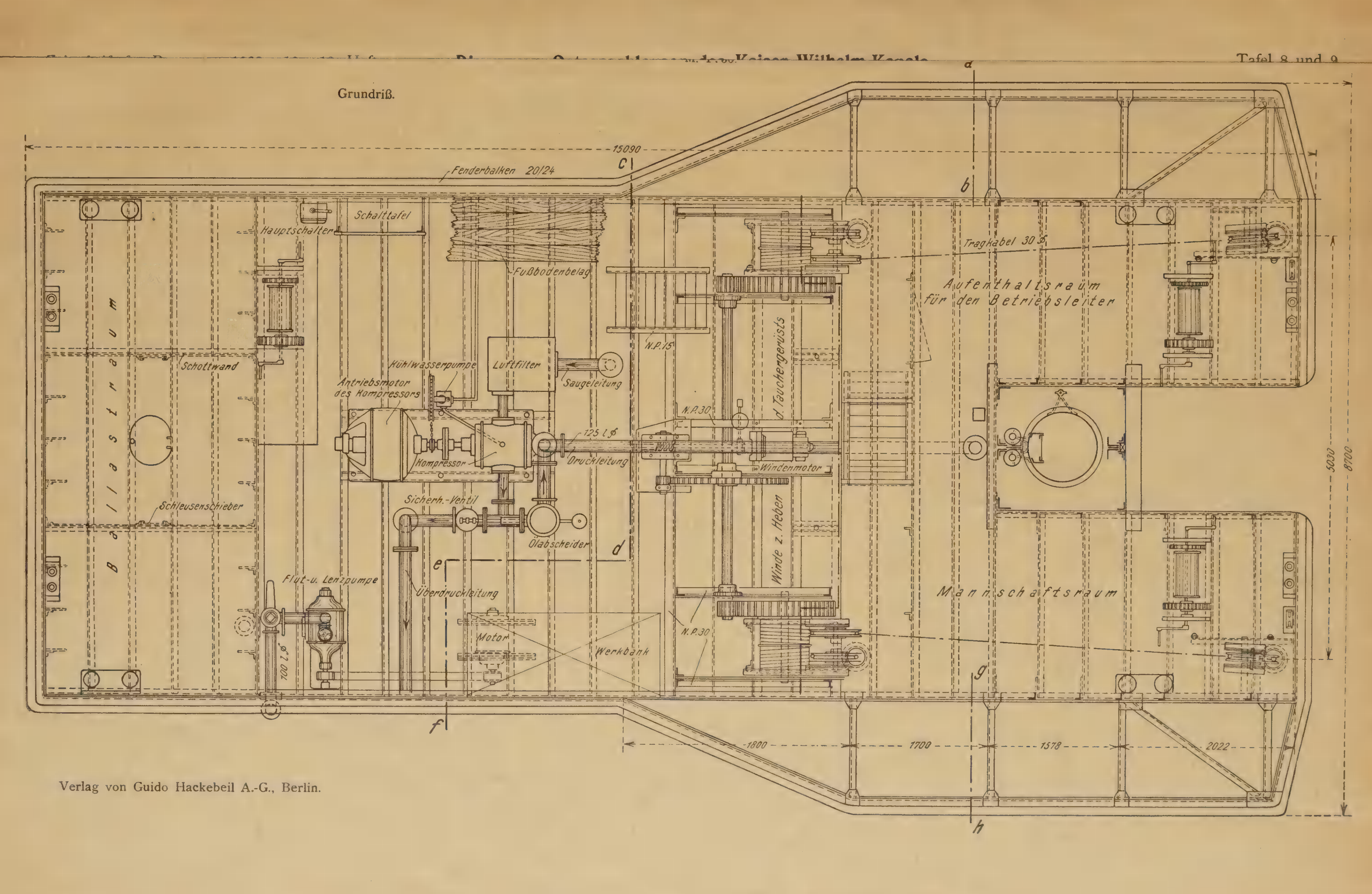


Abb. 64. Luftschleuse.

Grundriß.



Verlag von Guido Hackebeil A.-G., Berlin.

Die neuen Ostseeschleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals.

Taucherglocke.

Rückschlagklappe der Preßluftleitung für den Arbeitsraum. 1 : 8⅓

Schnitt a-b

Querschnitt a-h

Schnitt c-d
Schachteldeckel. 1 : 16⅔

Leistung der Maschinen	
Gegenstand	Leistung
Rotierender Kompressor	Stundenleistung 215 cbm Überdr. 18 kg
Antriebsmotor hierzu	41 PS · n = 615 E = 500 J = 60
Winde z. Heben des Tauchergerüsts	25000 kg Tragkraft
Antriebsmotor hierzu	E = 500 J = 12 n = 590 8,2 PS
Zentrifugalpumpe	Stundenleistung 50 cbm
Antriebsmotor hierzu	6,3 PS E = 500 J = 8 n = 1200
Motor der Förderwinde	6,8 PS J = 10 n = 750 E = 500

Längsschnitt.

Längsschnitt durch den Schwimmkasten

Ansicht

Längsschnitt durch die Arbeitskammer

M. 1 : 50

Grundriß.

Verlag von Guido Hackebeil A.-G., Berlin.

Tauchtiefe von 16,0 m und damit ein Betriebsdruck von 1,6 Atm. ausreichend. Der Einsteigeschacht ist aus einzelnen 2,5 m langen, 0,8 m weiten, 10 mm starken, durch Winkel versteiften Schüssen zusammengesetzt. Im Innern ist eine Steigleiter angebracht. Für alle Betriebsfälle sowie für das Lagern auf dem Bauhof kann die Luftschleuse mit dem Einsteigeschacht und der Glocke verbunden bleiben. Nur für Ausnahmefälle ist es nötig, den Einsteigeschacht und die Luftschleuse abzubauen. Zur senkrechten Führung der Glocke und des Einsteigeschachtes sind an diesem zwei einander gegenüberliegende Schienen angebracht, die in entsprechende, im Schlitz des Pontons vorgesehene Führungsbacken eingreifen.

Die Luftschleuse (Abb. 64) besteht aus einem wagerecht liegenden Kessel von 1,7 m Durchmesser und 2,7 m Länge mit beiderseitigen, gewölbten Böden. Eine Schottwand mit ovaler Tür teilt den inneren Raum in eine kleinere Vorkammer und eine größere Arbeitskammer. Die letztere trägt einen Dom mit einem Windwerk, das einen Förderkübel von 0,3 cbm Inhalt an einem Stahlkabel auf- und abbewegt. Der Arbeitsraum enthält ferner an der einen Seite ein Betonierrohr. Am hinteren, unteren Teile der Arbeitskammer ist die durch eine Klappe in zwei Teile geteilte Materialkammer angebracht. Sie ist mit einem Schüttrumpf nebst Verschluß versehen, durch den das Fördergut herausfällt. Sowohl das Betonierrohr wie die Materialkammer sind mit Rohrleitungen zum Ein- und Auslassen von Preßluft ausgestattet. Die für den Förderkübel vorgesehene Windenanlage wird von einem 5 PS Gleichstrom-Elektromotor durch Riemen und Zahnradvorgelege angetrieben. Das Windwerk wird innerhalb der Schleuse durch eine Kupplung eingeschaltet und ausgerückt.

Die Zuleitung der Preßluft vom Verdichter zur Arbeitskammer und zum Schwimmkasten erfolgt am Schachtloch des Pontons mittels Panzerschlauchs durch zwei je 80 mm weite gußeiserne Rohre, die am Einsteigeschacht entlang nach unten führen. Die Rohrleitungen und das Schiebergestänge für den Grundhahn sind wie der Einsteigeschacht aus einzelnen 2,5 m langen Teilen zusammengesetzt, um sie erforderlichenfalls mit dem Einsteigeschacht zusammen abnehmen zu können. Die Mündung der Luftleitung in den Arbeitsraum ist mit dem vorgeschriebenen Sicherheitsrückschlagventil versehen, um im Falle eines Undichtwerdens der Zuleitung ein Entweichen der Preßluft aus der Arbeitskammer zu verhindern. Damit auch die Luftschleuse stets mit frischer Luft und nicht mit verbrauchter Luft aus der Arbeitskammer versorgt wird, ist in dem oberen Krümmer der Preßluftleitung ein Stutzen eingeschraubt für ein 20 mm weites Rohr, das unmittelbar zum Arbeitsraum der Luftschleuse führt.

Die zum Heben und Senken der Taucherglocke dienende Winde ist auf einem Rahmen aus [-Eisen N. P. 30 aufgestellt. Der 6,5 PS Gleichstrom-Elektromotor trägt auf seiner mittels Kupplung verlängerten Welle eine Schnecke aus gefrästem Stahl, die in ein Schneckenrad mit Bronzekranz eingreift. Das Schneckenradgetriebe ist in einem gußeisernen Kasten gelagert und läuft vollständig im Oelbad. Die eine Kupplungshälfte vom Motor ist gleichzeitig als Bremsscheibe ausgebildet, auf die eine durch einen Hubmagneten betätigte Backenbremse wirkt. Auf der Welle des Schneckenrades aufgekeilt ist ein weiteres Ritzel eines zweiten Vorgeleges, dessen großes Zahnrad auf einer durchgehenden Welle sitzt, die die an beiden Enden liegenden Seiltrommeln durch ein drittes Vorgelege antreibt. Je zwei Seiltrommeln von 600 mm Durchmesser sind an den beiden Seiten zusammengegossen und mit Rechts- und Linksgewindenuten versehen, in die sich die 30 mm starken verzinkten Tragkabeln der Glocke legen. Die Seilführung erfolgt dann weiter auf dem Deck des Pontons durch je eine in einem erhöhten Lagerblock gelagerte Seilrolle von 700 mm Durchmesser. Die Rollenböcke dieser Seilrollen sind dabei so hoch ausgebildet, daß ein zum Ausgleich der Spannung in den Seilen erforderliches Seilschloß noch leicht bedienbar oberhalb des Decks angeordnet werden konnte. Die Verbindung des Seilschlosses mit der Aufhängevorrichtung der Glocke erfolgt durch eine mit zwei Augen versehene Zugstange. Die Winde wird vom Deck des Pontons aus durch einen mittels Steckschlüssel betätigten Anlasser bedient. .

Der umlaufende Luftverdichter mit einer Stundenleistung von 215 cbm erzeugter Preßluft von 1,8 Atm. erübrigt den bei einem Kolbenverdichter zum Ausgleich der Stöße sonst unentbehrlichen Luftkessel; außerdem wird das Ponton bei ihm durch keine Kolbenstöße ungünstig beeinflußt. Als genügend großer Sicherheitsbehälter dient der Arbeitsraum mit etwa 62 cbm Inhalt selbst, der durch Rückschlagventil abgeschlossen ist. Mit dem Verdichter zusammen ist auf gemeinsamer gußeiserner Grundplatte der Antriebsmotor von 41 PS aufgestellt und durch elastische Lederkupplung mit ihm verbunden. Der Verdichter wird ohne Uebersetzung unmittelbar durch den Elektromotor mit 615 Umdrehungen in der Minute angetrieben.

Zum Antrieb aller Motoren und für die Beleuchtung wird der auf der Schleuse vorhandene Gleichstrom von 500 Volt Spannung benutzt. Von den in den Maschinenkammern der Mittel- und Seitenmauern an jedem Haupt angeordneten Steckdosen wird durch ein biegsames Kabel der Strom nach einer an der hinteren Schottwand des Pontons angebrachten Steckdose geleitet. Von hier aus führen fest verlegte Leitungen nach der an der Seitenwand des Pontons angeordneten Sicherungs- und Verteilungstafel. Auf dieser Schalttafel sind die erforderlichen Sicherungen, Schalter und Meßinstrumente für die einzelnein Abzweige zum Verdichter, zur Windanlage zum Heben der Glocke, zur Förderwinde des Kübels und zur Beleuchtungsanlage angebracht. Die Verbindungsleitungen von der Schalttafel nach den einzelnen Verbrauchsstellen sind als fest verlegtes Marinekabel ausgeführt, während ein bewegliches Kabel mit Lederhülle den Anschluß zum Motor der Förderwinde vermittelt. Für die Beleuchtung des Arbeitsraumes der Glocke sind zwei bewegliche Sonnenbrenner mit je zwei Lampen von 50 Kerzen vorgesehen. Die Lichtanlage ebenso wie der Fernsprecher müssen vor dem Füllen des Arbeitsraumes mit Wasser beim Aufschwimmen der Taucherglocke entfernt werden. In den Maschinen- und Arbeiterräumen des Pontons sind vier Lampen von 25 Kerzen, und für die Luftschleuse zwei Lampen von 25 Kerzen vorgesehen. Außerdem ist auf dem Ponton ein Steckkontakt für den Anschluß einer 25kerzigen Handlampe angebracht.

Die Abb. 65 zeigt die Tauchglocke bei der Arbeit, und zwar beim Reinigen der Drempelsohle in einer Tornische.

c. Fahrbarer Luftverdichter.

Der Luftverdichter (Abb. 66) ist in einem geschlossenen vierrädrigen Wagen untergebracht. Die Anlage besteht aus einem umlaufenden Verdichter, Bauart Wittig, und einem mit diesem unmittelbar gekuppelten offenen Gleichstrom-Nebenschlußmotor von 37 PS nebst elektrischem Anlasser und der Schalteinrichtung. In dem Wagen sind ferner untergebracht: ein Luftfilter zur Reinigung der angesaugten Luft, eine Oelpumpe zur selbsttätigen Schmierung, eine von der Elektromotorwelle angetriebene Kühlwasserpumpe, ferner eine Kabeltrommel zum Abrollen des 20 m langen Stromzuleitungskabels und ein 10,0 m langer Druckluftschlauch, für dessen Aufhängung zwei Konsolen im Wagen vorgesehen sind.

Abb. 65. Taucherglocke beim Reinigen einer Tornische.



Abb 66. Fahrbarer Luftverdichter.

Der Antriebsmotor wird von den in der Nähe der Tore gelegenen Schützmaschinenkammern aus gespeist. In diesen Kammern befinden sich die erforderlichen Leitungen, die zu einer blockierbaren Steckdose führen, an die das Verbindungskabel angeschlossen wird. Der Motor liefert bei 750 bis 600 Umdrehungen in der Minute 5 cbm Preßluft von 1,25 Atm. Ueberdruck. Zum Ausblasen des Wassers aus den Schwimmkammern der Tore steht eine Rohrleitung von 150 mm Lichtweite zur Verfügung, deren Ausfluß auf + 23,00 liegt. Der Schwimmkastenboden liegt bei den schweren Toren auf + 12,35, die Decke bei beiden Torarten auf + 16,25, so daß eine größte Förderhöhe von 10,65 m vorhanden ist, die zu Anfang des Ausblasens einer ganz gefüllten Kammer nur 6,75 m beträgt. Bei der größten Förderhöhe von 10,65 m ist mithin bei einem Luftdruck von 1,25 Atm. eine Druckhöhe von 12,50—10,65 = 1,85 m, bei der kleinsten Förderhöhe von 6,75 m eine Druckhöhe von 12,50—6,75 = 5,75 m vorhanden. Bei diesen, den Grenzfall darstellenden Druckhöhen betragen die zugehörigen Wassergeschwindigkeiten v = 3,55 m/sec. bzw. v = 6,25 m/sec. und die entsprechenden Fördermengen Q = 3,70 cbm/Min. bzw. 6,70 cbm/Min. Bei einer Leistung von i. M. 5 cbm/Min. ist der Verdichter imstande, eine Schwimmkammer von etwa 90 cbm Inhalt in etwa 20 Minuten zu leeren.

Das Entweichen der Preßluft aus den Schwimmkammern im Falle einer Betriebsunterbrechung des Verdichters verhindert ein in die Luftleitung eingeschaltetes Rückschlagventil mit Federbelastung für 1,25 Atm.

7. Baukosten der Schiebetore und Unternehmer.

Die Gesamtkosten eines leichten Tores mit einem Eisengewicht von 768 t einschließlich der Kufen, Anschlag- und Schutzbalken, sowie des Bohlenbelags und der Rohrleitungsanlage betragen 281 430 Mark, die eines schweren Tores mit einem Eisengewicht von 1 053 t 393 170 M. An Einheitspreisen wurde bezahlt für die Tonne fertig aufgestellter, genieteter und gestrichener Eisenkonstruktion bei den leichten Toren 315,50 M/t, bei den schweren Toren 323,50 M/t; für das fertig bearbeitete und angebrachte Greenheartholz 390,00 M/cbm bzw. 430,00 M/cbm. Die 13 Unterwagen (einschließlich eines Ersatzwagens für alle sechs Tore) kosten 13×5800 = 75 400 M. Die gesamte Quecksilber-Manometer-Anlage für sechs Tore kostet 1743,20 M, die Kosten für den fahrbaren Luftverdichter beliefen sich auf 9435,00 M, für das Abschlußponton auf 31 500 M und für das schwimmende Tauchergerät auf 42 500 M. Die drei leichten Tore und das Abschlußponton sind von der Brückenbau Flender A.-G. in Benrath, die drei schweren Tore von der Gutenhoffnungshütte in Oberhausen i. Rhld. geliefert. Die Manometeranlage stammt von Schaeffer u. Budenberg in Magdeburg, der fahrbare Luftverdichter von den Siemens-Schuckert-Werken in Berlin. Die wesentlichsten Teile des schwimmenden Tauchergeräts (Ponton und Taucherglocke) wurden von F. H. Schmidt in Hamburg-Altona gebaut, während an der übrigen Ausrüstung sich eine größere Reihe von Firmen beteiligte.

Die Gesamtkosten aller sechs Tore nebst Hilfsgeräten haben sich auf rd. 2 200 000 M belaufen.

H. Maschinelle Anlagen der Schleusen.

Bearbeiter: Wasserbaudirektor Rogge und Regierungs- und Baurat Linnemann.

1. Antrieb der Schiebetore.

a. Mechanischer Teil.

Es war zunächst vorgesehen, die Schiebetore an dem einen Ende auf einem Unterwagen zu lagern und mit dem anderen Ende vermittels der erforderlichen Ausgleichhebel an einen Antriebswagen zu hängen, der die Torkammer überspannt und beiderseits an festen Zahnstangen sich bewegt. Der Ausführung zugrunde gelegt wurde ein von der Firma Haniel und Lueg in Düsseldorf eingereichter Sonderentwurf, der eine Lagerung der Tore auf zwei Unterwagen und die Uebertragung der Bewegung auf das Tor von feststehenden Triebwerken durch zwei bewegliche Zahnstangen vorsieht. Die Vorzüge dieser Anordnung im Gegensatz zu den beweglichen Antriebswagen sind im wesentlichen folgende:

1. Es sind keine beweglichen Kabel oder der Verschmutzung ausgesetzte Gleitschienen für die Stromzuführung zu den Triebwerken erforderlich.
2. Das beträchtliche Gewicht des Antriebswagens (für den vorliegenden Fall mehr als 100 t) braucht nicht mitbewegt zu werden.

Ein Nachteil der beweglichen Zahnstangen ist darin zu erblicken, daß sie um ihre gesamte Länge hinter den Antriebshäusern in das hinterliegende Gelände, wenn auch nur unterirdisch, hineinreichen. Das war bei den Ostseeschleusen aber unerheblich, weil das Gelände in größerer Ausdehnung neben den Schleusen reichseigen ist. Die Zahnstangen, die die Bewegung von den Triebwerken auf das Tor übertragen, sind (Abb. 67) durch feststehende Rollenführungen am Mauerwerk der Torkammern alle 4 m in jeder Richtung sicher geführt. Die Lagerböcke für die Führungsrollen sind aus Walzeisen genietet, die Führungsrollen laufen in Kugellagern. Die Zahnstangen bestehen aus zwei rechteckigen Schienen von 300 × 38 mm Querschnitt, die mit runden Triebstöcken von 115 mm Durchmesser aus Stahl verbunden sind. Die Zahnstangen sind aus einzelnen Längen von 7,3 m zusammengesetzt und durch Laschen verbunden. Die zug- und druckfest ausgebildeten Zahnstangen sind genügend knicksicher auch für den Fall bemessen, daß bei der höchsten auszuübenden Druckkraft mit allen vier Motoren ein Führungsbock gebrochen ist, so daß die Knicklänge etwa 8 m beträgt. Die Verbindung der Zahnstangen mit den Toren erfolgt vermittels eines genieteten Kupplungsträgers, der über die Torkammer hinüber von einer Zahnstange zur andern reicht und an beiden Enden mit Anschlußstücken aus Stahlguß versehen ist. Diese Anschlußstücke tragen die Laufrollen, mit denen der Kupplungsträger zu beiden Seiten der Torkammer auf Kranschienen läuft. Zur seitlichen Führung dienen besonders federnd gelagerte Führungsrollen am Kupplungsträger, die sich gegen Kranschienen vor der senkrechten Torkammerwand stützen. Endlich tragen diese Gußstücke am Kupplungsträger noch die Verbindungsbolzen mit den Zahnstangen. Als Zwischenglied sind kräftige Scheibenfedern vorgesehen, um ein stoßfreies Anfahren der Tore zu gewährleisten und starke Schläge gegen das Triebwerk zu vermeiden. Zwischen Kupplungsträger und Tor sind zwei stählerne Gelenkstangen angeordnet, die durch Lagerung in einem Kreuzkopf eine wagerechte Bewegung des Tores bis zu 10 cm nach jeder Seite und eine senkrechte Bewegung bis zu 35 cm gestatten. Letzteres ist besonders beim Ankuppeln des Tores erwünscht, falls durch Verschmutzung der Torkammer das Tor zunächst nicht vollständig auf die Kufen abgesenkt werden kann.

Zur Erzielung einer gleichmäßigen Belastung der beiden Zahnstangen ist im Kupplungsträger ein Ausgleichgestänge angeordnet. Zum Bewegen der beiden Zahnstangen sind in den am Ende der Torkammern befindlichen Maschinenhäusern zwei getrennte

Abb. 67. Führung der Zahnstangen für das Schiebetor. M. 1:15

Zahnradtriebwerke — Abb. 68 — untergebracht, von denen jedes durch zwei Gleichstrom-Elektromotoren von 87,5 PS Dauerleistung bewegt wird. Es ist vorgesehen, daß auch beide Triebwerke zusammen arbeiten können. Die großen Zahnräder der Triebwerke sind aus Stahlguß, die kleinen aus geschmiedetem Stahl und die Ritzel, welche auf den unmittelbar mit den Motorwellen gekuppelten Vorgelegewellen sitzen, sind aus Bronze von hoher Festigkeit hergestellt. Die Räder des ersten Vorgeleges an den Motoren besitzen Winkelzähne; die Zähne der übrigen Räder sind gerade.

Die etwa 50 m langen Zahnstangen werden hinter den Maschinenhäusern in 44 m langen schmiedeeisernen Rohren von 740 mm Durchmesser geführt. Soweit die Rohre in dem aufgeschütteten Boden liegen, sind sie durch Eisenbetonpfähle unterstützt. Die größten Drehmomente der Motoren sind so bemessen, daß beim Anfahren jedes Triebwerk eine Kraft von 80 t ausüben kann. Falls beide Triebwerke eingerückt sind, ist man imstande, mit allen vier Motoren eine Kraft von 160 t auf das Tor zu übertragen. Jedes Triebwerk allein gibt dem Tor eine Geschwindigkeit von über 0,40 m/sec. Dabei macht es während der Fahrt wenig aus, ob das Tor auf Unterwagen oder auf Kufen fährt. Nur beim Anfahren ist der Kraftverbrauch beim Tor auf Kufen natürlich wesentlich höher. Der Energieverbrauch, der durch die starke Verschmutzung der Schleusensohle ungünstig beeinflußt wurde, betrug während der ersten Betriebszeit durchnittlich 100 PS. und ging später bei sauber gereinigtem Drempel und Lagerung der Tore auf dem Unterwagen auf durchschnittlich etwa 75 PS. herunter.

b) Elektrischer Teil.

Für den Antrieb der einzelnen Schiebetore sind je vier geschlossene Gleichstrommotoren, die in zwei Gruppen unterteilt eine Stundenleistung von je 87,5 PS. bei 490 Umdrehungen in der Minute abgeben. Diese Stärke reicht aus, um unter Berücksichtigung aller Widerstände und aller ungünstigen Umstände auf das Tor durch jede der beiden vorhandenen Triebwerksgruppen für sich einen Zug von rund 80 t auszuüben (vgl. hierzu die Angaben unter H, a). Die Steuerung dieser Motoren erfolgt mit Kohlesteuerschaltern, die sowohl von Hand im Torantriebshaus als auch durch Fernsteuerung von dem auf der Mittelmauer der Schleusen stehenden Zentralsteuerhause aus mittels Hilfsmotoren betätigt werden können. Die Einstellung der beiden getrennten Antriebsgruppen geschieht mittels einer im Torantriebshaus aufgestellten Motorwahlwalze, die mit den vorerwähnten Kohlesteuerschaltern so verriegelt ist, daß sie nur dann betätigt werden kann, wenn beide Kohlesteuerschalter in der Nullstellung stehen.

Für die Fernsteuerung vom Zentralsteuerhause aus sind in diesem Druckknopfschalter vorgesehen mit zwei Kontakten für „Toröffnen“ und „Torschließen“; eine gleiche Druckknopfschaltanlage befindet sich außerdem in jedem der Torantriebshäuser. Durch Niederdrücken eines Kontaktknopfes wird das Schaltrelais für den vorerwähnten den Steuerschalter im Torantriebshause antreibenden Hilfsmotor geschlossen. Dadurch erhält der Hilfsmotor Strom und bewegt den Steuerschalter. Letzterer löst mit dem ersten Kontakt das Bremsmagnatschütz und lüftet die magnatische Bremse der Torantriebsmotoren, solange diese laufen. Gleichzeitig mit der Inbetriebsetzung des Hilfsmotors wird vom Hilfsmotorschaltrelais auch das im Torantriebshause befindliche Hauptschütz angezogen, das seinerseits den Betriebsstrom für die Torantriebsmotoren und über einen zwangläufig durch den Torstellungsanzeiger geführten Endschalter den Strom für den Anlasser freigibt. Der Steuermotor läuft hierbei so lange, bis der Widerstand vollständig ausgeschaltet ist, d. h. bis die Motoren mit der vollen Spannung und Stromstärke arbeiten; dann wird der Hilfsmotor für die Steuerschalter unterbrochen. Solange die Motoren voll eingeschaltet laufen, bewegt sich das Tor mit seiner gewöhnlichen Geschwindigkeit von 0,40 m/sec. bis auf etwa 3 m vor seiner Endstellung. Von hier ab wird, um die lebendige Kraft bis zur Erreichung der Endstellung zu vernichten, eine allmähliche Verzögerung der Torbewegung dadurch selbsttätig bewirkt, daß durch eine zwangläufig am Torstellungsanzeiger mittels Zahnradvorgelege gesteuerte Kurve der Endschalter auf einen Kontakt gebracht wird, von dem aus der Hilfsmotor wieder Strom erhält und den Steuerschalter im umgekehrten Sinne zurückbewegt. Hierdurch wird ein Teil der Widerstände vor den Anker gelegt und auf diese Weise die Geschwindigkeit des Tores herabgesetzt. Hat das Tor die Endstellung erreicht, so wird durch den zwangläufig gesteuerten Endschalter der Strom für die Antriebsmotoren unterbrochen und das Hauptschütz fällt wieder zurück. Gleichzeitig bekommt der Hilfsmotor für den Steuerschalter nochmals Strom und dreht letzteren wieder in seine Nullstellung. Durch Niederdrücken des Kontaktknopfes an einer der Bedienungsstellen kann jetzt die entgegengesetzte Torbewegung eingeleitet werden.

An dem vorbeschriebenen Torstellungsanzeiger vermag außerdem der Führer im Torantriebshause den jeweiligen Stand des Tores zu erkennen. Bei Steuerung des Tores von Hand leuchtet bei Beginn der Verzögerung eine Signallampe im Führerhause auf, die anzeigt, daß die Endstellung des Tores bald erreicht wird. Für die Kenntlichmachung der Torbewegung im Zentralsteuerhause sind Fernanzeiger angeordnet, die außerdem noch mit Endlampen versehen sind. Ferner ist in den Torantriebshäusern für jede Motorgruppe je ein Maximalschalter vorgesehen, der den Zuleitungsstrom bei Ueberlastung unterbricht und auf diese Weise die Motoren und Triebwerke vor übermäßig großen Beanspruchungen schützt. Besondere Haltekontakte an den Druckknopftafeln der Bedienungsstellen auf der Mittelmauer ermöglichen dem Schleusenmeister in Gefahrfällen eine jederzeitige Unterbrechung der Torbewegung. Die Abbildung 69 gibt einen Ueberblick über die gesamten Betriebseinrichtungen in den Toranteriebshäusern.

2. Schütze und deren Antrieb.

a) Bauart.

Zum Abschluß der Schleusenumlaufkanäle sind an den Binnen-, Mittel- und Außenhäuptern je vier Schütze angeordnet. Diese (Abb. 70) sind als Gleitschütze von 4,58 m Höhe und 3,16 m Breite ausgebildet und bestehen aus 18 cm starken, eichenen gespundeten Bohlen, die durch einen an den Ecken durch Knotenbleche verbundenen Rahmen aus ⊔-Eisen N. P. 16 zusammengehalten werden. Zur Aussteifung der Tafel sind außerdem Diagonalwinkel von 80 . 80 . 8 und von oben bis unten durchgehende Rundeisenanker von 25 mm Durchmesser vorgesehen. In den ⊔-Eisen der Rahmen sind die Anschlagleisten aus Greeenheartholz befestigt, mit denen die Schütze sich seitlich gegen geschliffene Granitanschläge legen. Die Dichtungsleisten sind so stark bemessen, daß in dem Führungsschlitz des Schützschachtes auf jeder Seite ein Spielraum von 1 cm bleibt. Um dieses Maß entfernt sich demnach das Schütz unter Einwirkung des Wasserüberdrucks aus seiner Mittellage. Die Dichtung an der Sohle des Schützschachtes wird ebenfalls durch eine am Schütz befestigte Hartholzleiste bewirkt, die sich auf wage-

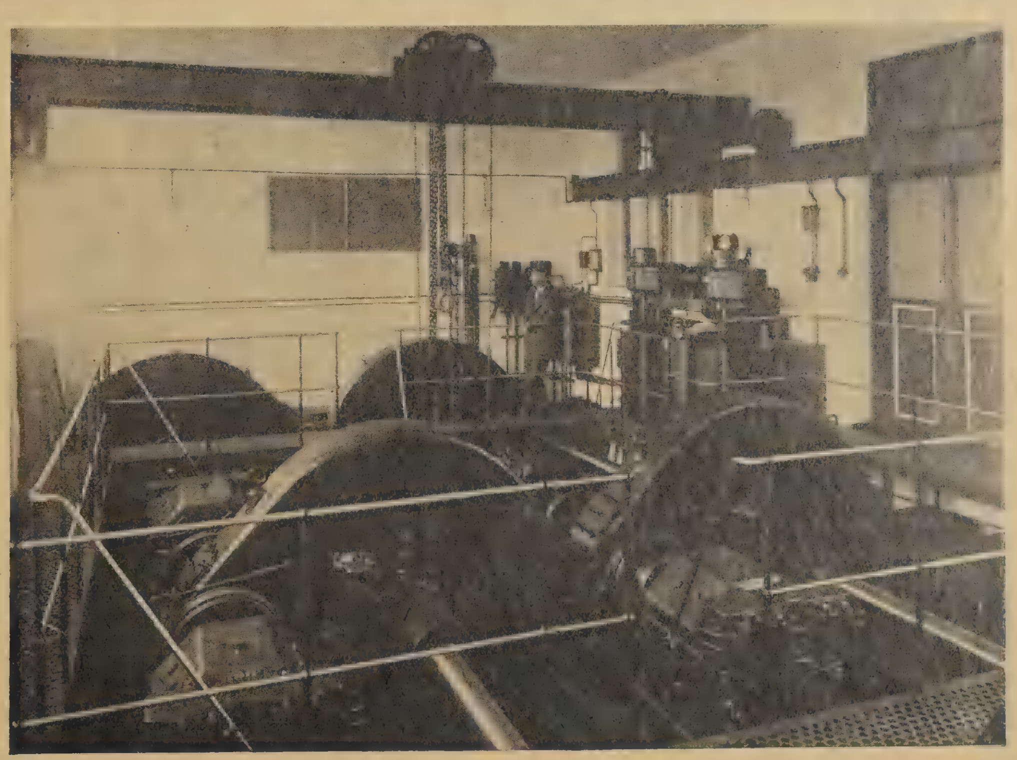


Abb. 69. Das Innere eines Tortriebhauses.

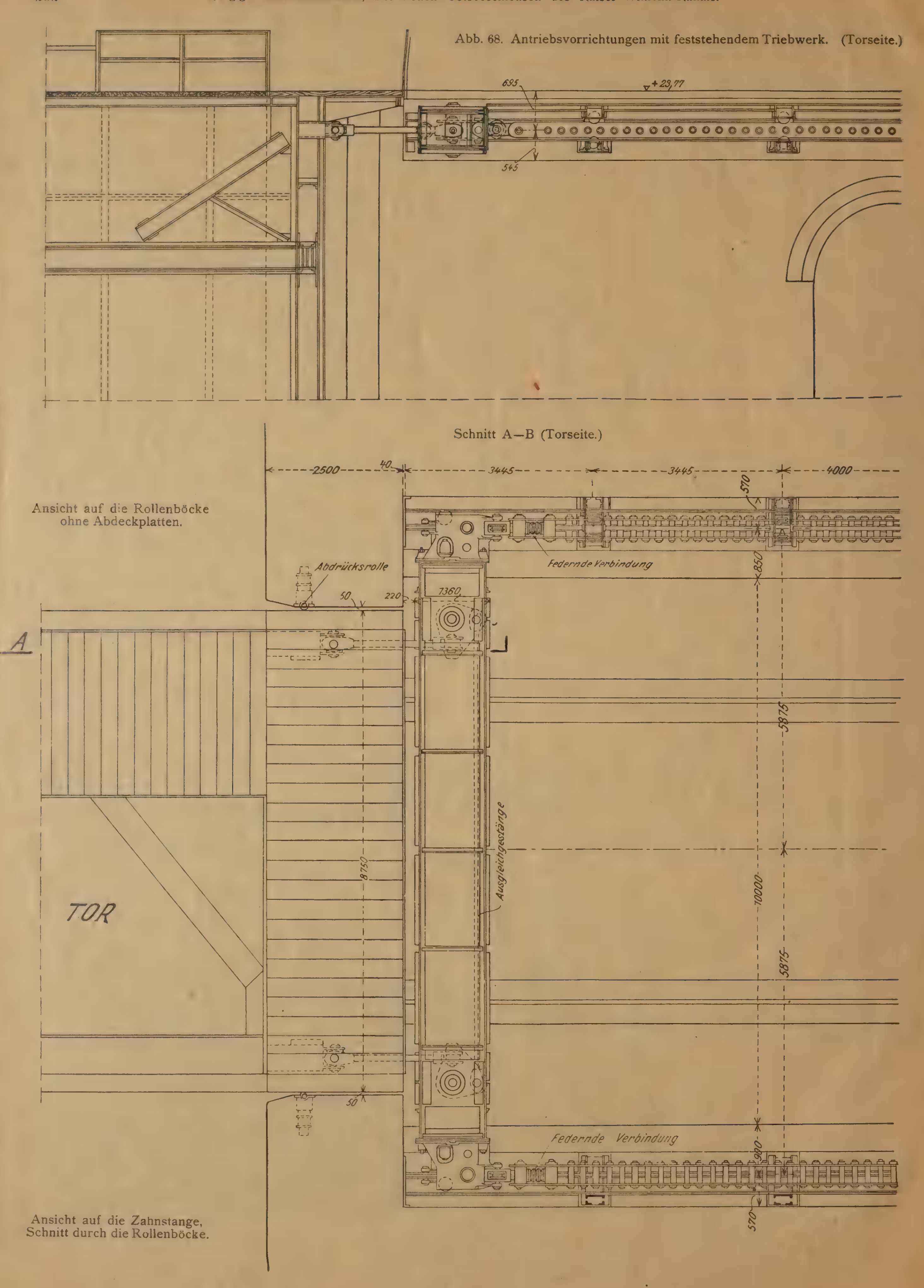


Abb. 68. Antriebsvorrichtungen mit feststehendem Triebwerk. (Torseite.)

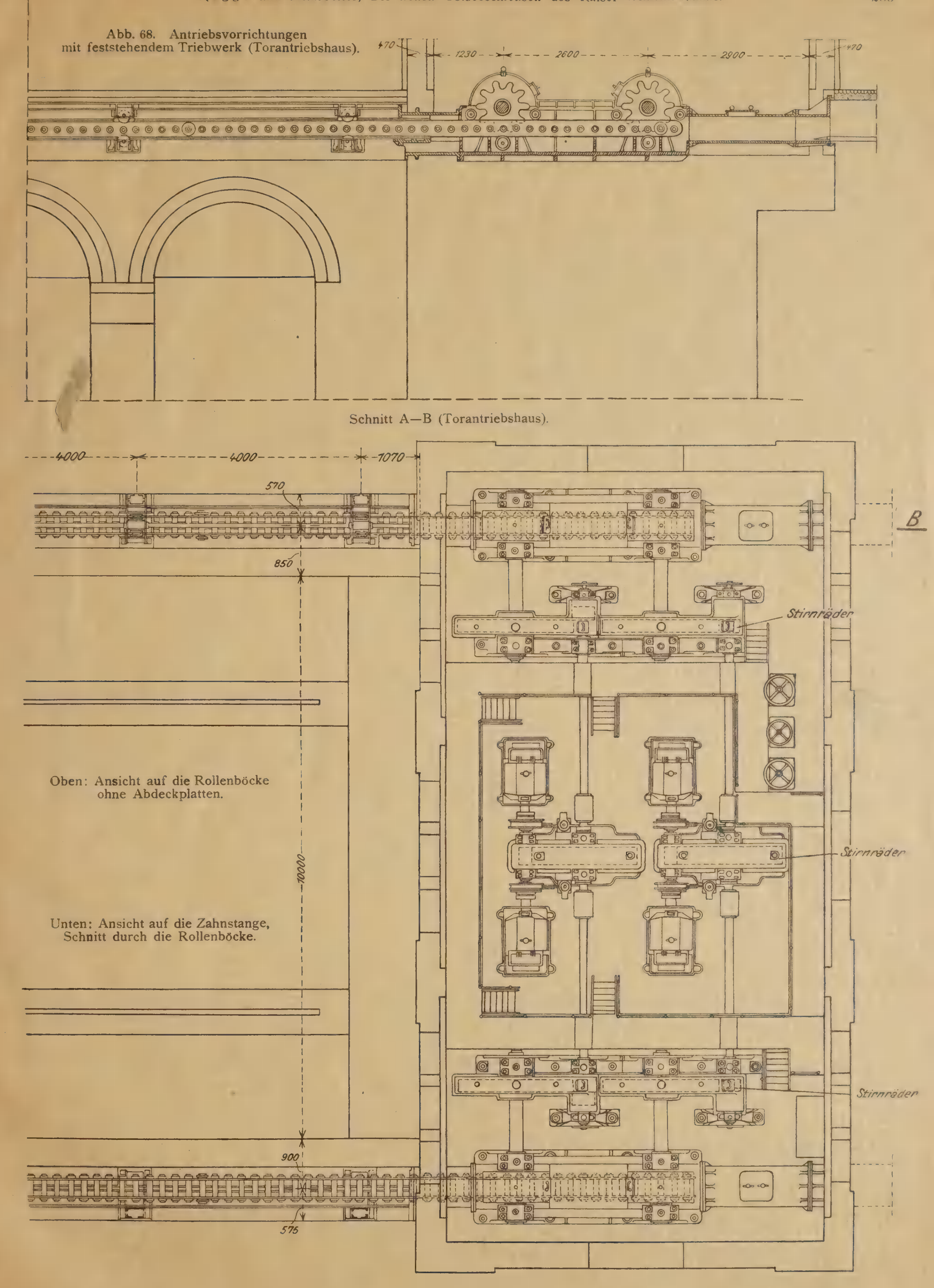


Abb. 68. Antriebsvorrichtungen mit feststehendem Triebwerk (Torantriebshaus).

Schnitt A—B (Torantriebshaus).

recht in Höhe des Kämpfers des Sohlenbogens liegende glatte Granitschwellen aufsetzt. Das Gewicht des Schützes im eingetauchten Zustande ist durch ein gußeisernes Gegengewicht so ausgeglichen, daß die Antriebe nur die Reibungswiderstände zu überwinden haben. Um ein seitliches Festklemmen (Ecken) der Tafel bei der Auf- und Abwärtsbewegung zu verhüten, sind an den Ecken Führungsrollen vorgesehen, deren Achsen in Lagern aus Gußeisen laufen. Die Rollen lassen nach jeder Seite einen Spielraum von 1,0 cm. Zum Antrieb der Schützen dient eine am Schütz durch Gelenkbolzen befestigte Zahnstange aus Stahlguß, die aus einzelnen Stücken von rund 1,0 m Länge zusammengesetzt und zwischen zwei [-Eisen verschraubt ist, so daß eine für eine Längskraft von 25 t in ganzer Länge knicksichere Stange entsteht, die bei etwaigen Hindernissen beim Herablassen des Schützes auch Druckbeanspruchungen gewachsen ist. Das oberste Zahnstangenstück, das beim ersten Anzuge zum Heben des angereßten Schützes die größten Kräfte zu übertragen hat, ist mit längeren Flanschen und der doppelten Zahl von Schraubenbolzen wie die übrigen Zahnstangenstücke an die sie verbindenden [-Eisen angeschlossen. Auf der Rückseite der Zahnstange ist eine durchlaufende Nut zur Führung der Gegenrolle vorgesehen, die einen etwas geringeren Spielraum hat als das Ritzel zwischen den inneren Zahnstangenflanschen. Bei der Ausbildung der Zahnstange wurde besonders Wert darauf gelegt, daß der Aufhängepunkt des Schützes genau senkrecht unter dem äußersten Punkt des Ritzelteilkreises, dem Angriffspunkt der Hubvorrichtung liegt, um ein ungenaues Eingreifen der Zähne und ein Schräghängen der Zahnstange und des Schützes zu vermeiden. Die Achse des Antriebritzels und die Führungsrolle, durch die die Zahnstange mit dem Ritzel im Eingriff gehalten wird, ist auf Ordinate + 20,10 — den normalen Kanalwasserstand — gelegt, damit bei völlig aufgezogenem Schütz die Zahnstange nicht mehr als 1,0 m über Schleusenplattform (+ 23,77) hervorragt. Der bei gehobenem Schütz überragende Teil der Zahnstange wird durch einen auf der Schachtabdeckung stehenden Schutzkasten verdeckt, an dem ein von den Kettenrollen mit Gallschem Kettenantrieb betätigter Teufenanzeiger angebracht ist, der auf einer am Schutzkosten vorgesehenen Teilung die jeweilige Stellung des Schützes durch einen Zeiger angibt.

b) Antrieb.

Die Antriebmaschinen für die Bewegung des Schützes (Abb. 71) sind in einer getrennt neben dem eigentlichen Schützschacht zwischen Ordinate + 21,18 und + 23,77 unter Schleusenplattform liegenden Schützmaschinenkammer untergebracht. Die Hauptwelle des Schützantriebes ist in Höhe + 22,80 mittels einer Stopfbüchse an der dem Schützschacht zugekehrten Seite in den Schützschacht eingeführt. Sie treibt mittels zweier durch eine stehende Welle verbundener Kegelgetriebe das Zahnstangenritzel an. Auf die liegende Hauptwelle wirkt durch eine Lamellenüberlastungskupplung ein Schneckengetriebe (Wirkungsgrad 0,7) mit geschnittenem Phosphorbronzekranz und auf Kugellagern laufender Stahlschnecke. Das Schneckengetriebe ist mit dem Motor auf einer gemeinsamen Grundplatte derart aufgebaut, daß eine unveränderte Lage aller Antriebsteile zu einander und ein genaues Zusammenarbeiten erzielt wird.

Das gesamte Triebwerk ist für eine Höchstlast berechnet, die beim größten Wasserspiegelunterschied zu Beginn der Bewegung rund 25 t beträgt. Bei größeren Widerständen als 25 t, die nur beim Festklemmen von Gegenständen wie Holzstückchen und dergl. oder bei starker Vereisung eintreten können, setzt das Getriebe selbsttätig aus. Um dies, und zugleich ein stoßfreies Arbeiten des Getriebes zu erreichen, sind Antriebsmotor und Schneckengetriebe durch eine elastische Kupplung verbunden, deren eine Hälfte als Bremsscheibe ausgebildet sit, auf die eine durch Elektromagnet betätigte Bremse wirkt. Die Ueberlastungskupplung enthält eine Anzahl Stahl- und Bronzelamellen, die durch eine weiche Spiralfeder aufeinander gepreßt werden und so das Drehmoment übertragen. Die Lamellen laufen im geschlossenen Oelbade. Der Flächendruck zwischen den Lamellen ist so gering gehalten, daß das Oel zwischen ihnen nicht herausgepreßt wird. Die Spiraldruckfeder ist durch eine Gewindemutter einstellbar, und zwar so, daß bei dem höchsten zugelassenen Drehmoment die Kupplung mit Sicherheit zu gleiten beginnt. Die Hubgeschwindigkeit für das Schütz beträgt i. M. 0,075 m/sec. Bei einer Gesamthubhöhe von rund 4,50 m vollzieht sich demnach das Heben und Senken des Schützes in je einer Minute. Um erforderlichenfalls das Schütz auch von Hand bewegen zu können, ist eine mit abnehmbaren Handkurbeln zu bedienende Winde aufgestellt, die mittels Gallscher Kette an einem auf der Motorwelle sitzenden Kettenrad angreift. Der Handbetrieb ist für vier Mann zu je 15 kg Kraftleistung an einem Kurbelarm von 40 cm berechnet und gestattet ein Heben und Senken des Schützes in je 20 Minuten. Die Kosten für ein Schütz nebst Antriebsvorrichtung (ohne die elektrischen Einrichtungen) betragen 14 070 M, für die 12 Schützen der Schleuse zusammen 168 840 M. Sie sind von der Maschinenfabrik Fr. Gebauer, Berlin, geliefert worden. Für gewöhnlich werden die Schützen elektrisch, und zwar durch einen wasserdicht geschlossenen Gleichstromhauptstrommotor angetrieben. Für die Bemessung des Motors ist der bei dem höchsten Ostseewasserstande von + 22,94 und dem niedrigsten Kanalwasserstande von + 19,80 auftretende Wasserdruck von 3,14 m zugrunde gelegt.

Der zu überwindende höchste Druck ist bei einer Schützfläche von 14,5 qm und einer Reibungsziffer von 0,53 (für Hartholz auf poliertem Granit im Wasser): P = 3,14 . 14,5 . 0,53 = rd. 24 t. Das Schütz soll in einer Minute vollständig geöffnet werden können, das ergibt eine Hubgeschwindigkeit von i M. $= \frac{4.50}{60} = 0{,}075$ m/sec. und als erforderliche Antriebskraft $N = \frac{P \cdot v}{75} = \frac{24000 \cdot 0.075}{75} =$ 24 PS. Gewählt ist ein Gleichstromhauptstrommotor von 25,5 PS Dauerleistung. Bei Vollast — also beim Beginn des Anhebens — entwickelt der Motor 520 Umdrehungen in der Minute. Die nach dem ersten Anheben rasch abnehmende Belastung des Motors ist

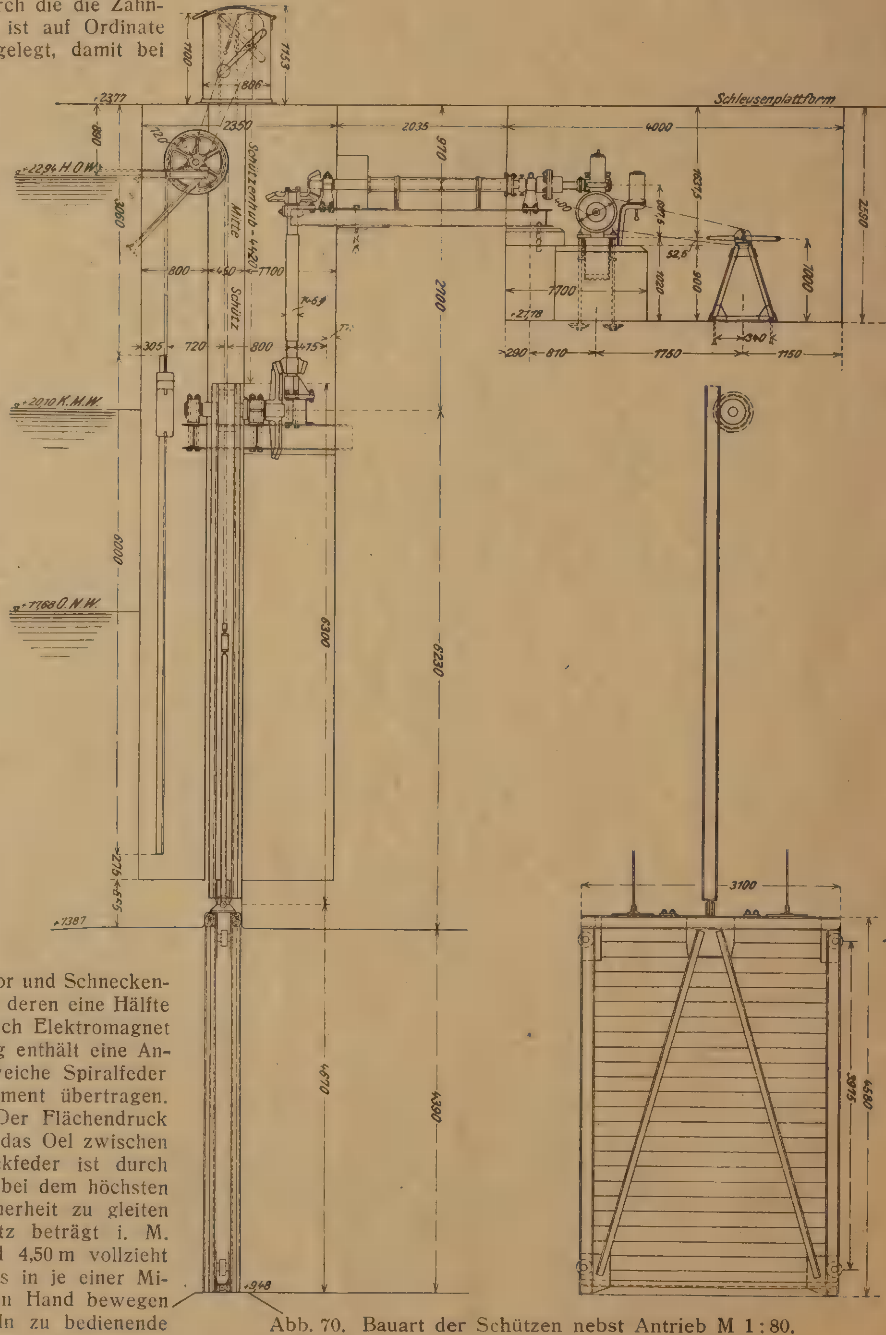


Abb. 70. Bauart der Schützen nebst Antrieb M 1:80.

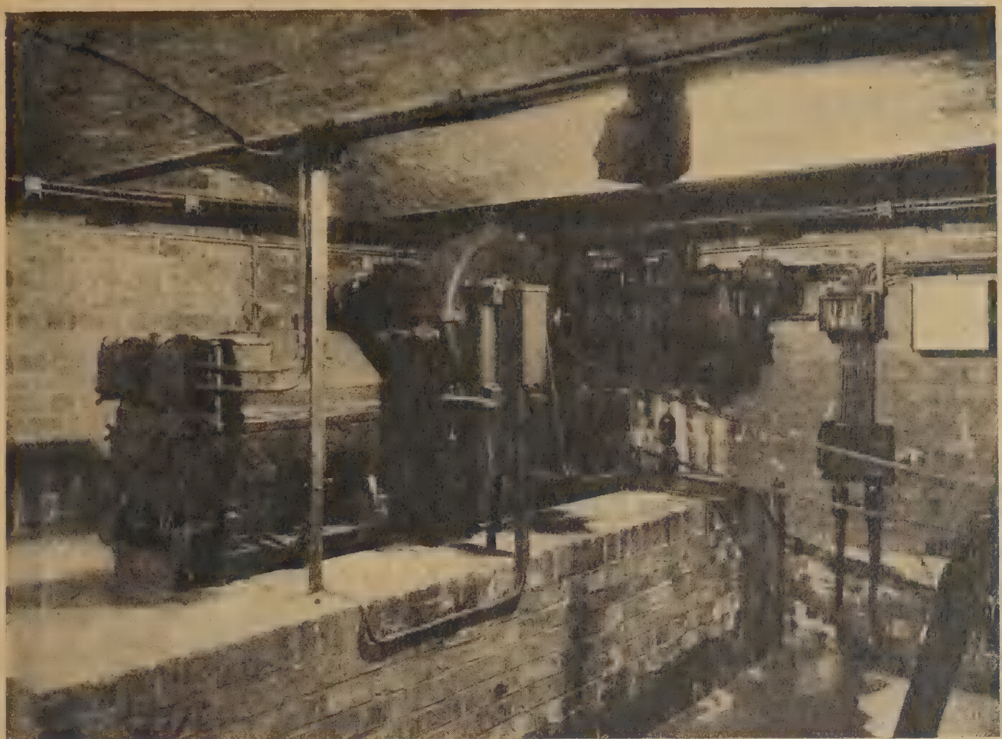


Abb. 71. Schützenantrieb.

durch parallel zum Ankerstromkreis geschaltete Widerstände so ausgeglichen, daß die minutliche Umdrehungszahl 590 nicht übersteigt. Die Hubgeschwindigkeit ist daher nach Anlüftung des Schützes nahezu gleichbleibend.

Das Anlassen erfolgt mittels Wendeanlassern mit Kupferkohlekontakten und Betätigung mittels eines durch Fernsteuerung betriebenen Hilfsmotors. Im normalen Betriebe erfolgt die Steuerung durch die im Zentralsteuerhause auf der Mittelmauer befindlichen Druckknopfschalter, durch deren Betätigung mittels eines Zwischenrelais der Steuerstrom für den Hilfsmotor geschlossen und durch diesen der Wendeanlasser in Gang gesetzt wird. Die Kontaktwiderstände werden nacheinander ausgeschaltet, bis der Motor vollen Strom erhält. Das Schütz bewegt sich nun so lange, bis durch einen zwangläufig mittels Gallscher Kette gesteuerten Spindelendausschalter der Motorstrom unterbrochen wird und das Zwischenrelais durch Stromloswerden abfällt. Hierdurch bekommt der Hilfsmotor vom Wendeanlasser Strom und läuft im umgekehrten Sinne, bis der Wendeanlasser wieder in seine Anfangsstellung zurückgelaufen ist und für die entgegengesetzte Bewegung des Schützes wieder bereitsteht.

Außer im Zentralsteuerhause sind auch in den Torantriebshäusern Druckknopfschalter für die Schaltung der Schützen vorgesehen, um im Falle der Steuerung der Tore von den Torantriebshäusern aus die zu dem betreffenden Tor gehörigen Schützen auch von dieser Stelle aus steuern zu können.

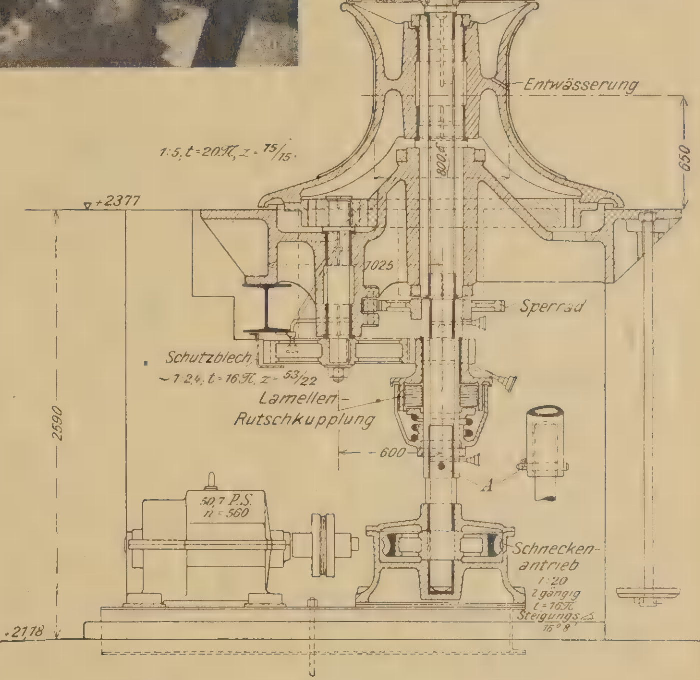
Die Schützmaschinenkammern haben eine Decke aus preußischen Kappen zwischen I-Trägern. Zur Abhaltung von oben durchdringender Feuchtigkeit haben die Decken außen eine Bleiabdichtung erhalten. Zur Entfernung des sich ansammelnden Schwitz- und Sickerwassers ist in jeder Kammer eine Lenz-(Flügel-)Pumpe mit Handantrieb vorgesehen.

c) Notschützen.

Um nötigenfalls zur Ausführung von Ausbesserungen an der Schütztafel diese ohne gänzliche Unterbrechung des Schleusenbetriebes herausnehmen und, wenn nötig, auch den Schützschacht zur Vornahme von Ausbesserungen leerpumpen zu können, sind vor und hinter jedem Schütz in die Umläufe besondere Einrichtungen für Notverschlüsse getroffen, und zwar in Form von Dammbalkenverschlüssen. Diese bestehen an jedem Schütz aus zwei bis zur Sohle des Umlaufs hinabgeführten Dammbalkenschächten, die durch Einführung dicht übereinanderliegender Dammbalken einen Abschluß des zwischen ihnen liegenden Schützenschachtes herbeiführen. Um Undichtigkeiten in den Balkenfugen nachdichten und um auch beim Einsetzen und Herausziehen der Dammbalken Hemmungen beseitigen zu können, sind die Dammbalkenschächte — ähnlich wie die Schützschächte auf einer Seite um 80 cm erweitert. Diejenigen Seiten des Falzes, gegen die sich die Dammbalken beim Abdichten anlegen, sind mit Granitsteinen eingefaßt, die schleifrecht gestockt sind. Die übrigen Teile des Schachtes sind mit Klinkern verblendet.

3. Spills und deren Antrieb.

Zum Verholen von Schiffen in den Schleusen und nötigenfalls auch zum Bewegen der Schleusentore beim Versagen der Torantriebe sind auf der Schleusenmittelmauer in Achse der Schiebetore drei Spills (Abb. 72) aufgestellt, die eine Zugkraft von je 20 t entwickeln können. Die Bauhöhe des Spills über Schleusenplattform beträgt 1,55 m, der äußere Trommeldurchmesser 800 mm. Das Spill kann sowohl elektrisch als auch von Hand betrieben werden. Der mittels zweigängigen Schneckenvorgeleges an der dreiteiligen Trommelwelle angreifende Motor treibt ein Stirnrädervorgelege an, das wieder den am unteren Trommelrande befestigten Zahnkranz aus Stahlguß mit Innenverzahnung treibt und dadurch die Trommel in Drehung versetzt.



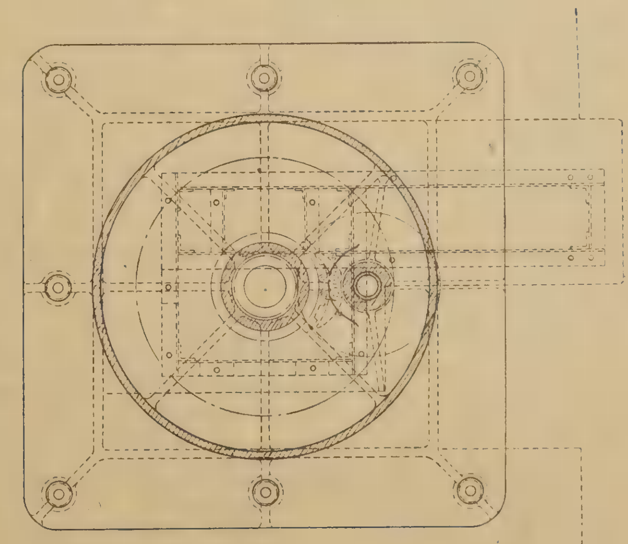


Abb. 72. Spill mit elektrischem und Handbetrieb M. 1 : 40.

Motor und Schneckenvorgelege sind auf gemeinsamem Rahmen in die Schützmaschinenkammer mit eingebaut. Zwischen Schnecken- und Stirnrädervorgelege ist eine an der äußeren Hohlwelle sitzende Lamellenkupplung vorgesehen. Die äußere Hohlwelle, an der auch das Stirnrädervorgelege sitzt, ist mit der unteren Vollwelle des Schneckenvorgeleges durch eine Stiftkupplung verbunden. Von oben greift in die Hohlwelle die Vollwelle des Spakenkopfes ein, die bei elektrischem Antrieb des Spills nicht gekuppelt ist. Der Spillkopf bleibt daher bei elektrische Antrieb des Spills unbewegt. Soll der Handantrieb benutzt werden, so wird die vorerwähnte Stiftkupplung gelöst und dafür die Spillkopfwelle mit der Hohlwelle des Stirnradvorgeleges oberhalb der Lamellenkupplung durch eine Stiftkupplung verbunden. Dadurch ist der Motor nebst Schneckenvorgelege von dem Spill gelöst und der zum Einsetzen von Handspaken mit sechs Aussparungen versehene Spillkopf durch das Stirnradvorgelege mit der Spilltrommel verbunden. Die gußeiserne Spilltrommel ist mit dem ersten und zweiten Vorgelege auf einer eingemauerten Grundplatte gelagert. Die Grundplatte ist an drei Seiten durch starke Anker fest mit dem Mauerwerk verbunden; auf der vierten Seite liegt sie auf einem Differdinger Träger N. P. 28 auf. Die maschinellen Anlagen für die drei Spills sind von der Maschinenfabrik Gebauer geliefert und eingebaut worden. Die Kosten betragen je Stück 8300 M, zusammen 24 900 M. Der elektrische Antrieb der Spills geschieht durch je einen geschlossenen Gleichstrommotor mit einer Leistung von 50 PS bei 560 Umdrehungen in der Minute. Das Anzugsmoment der Motoren läßt sich auf das 2,5 fache der gewöhnlichen Leistung steigern, ohne daß Ueberlastungen dabei auftreten. Die Steuerung der Motoren erfolgt von der Mittelmauer aus mittels Steuerwalzen unter Oel, die durch Steckschlüssel betätigt werden.

4. Zentralsteuerung und Befehlsübermittlung.

a) Zentralsteuerung.

Alle maschinellen Antriebe der Schleusen — mit Ausnahme der Spills — werden von einer Zentralstelle, dem auf der Mittelmauer stehenden Zentralsteuerhause aus gesteuert. Zu diesem Zwecke sind in dem Schaltraum des Steuerhauses, entsprechend der Lage der Nord- und Südschleuse sich gegenüberliegend zwei Druckknopfschalttafeln aufgestellt mit Druckknopfkontakten für das Oeffnen, Schließen und Halten der Tore und Schützen. Durch diese Kontakte wird ein Strom geschlossen für die in den Torantriebshäusern und in den Schützmaschinenkammern befindlichen Hilfsschützen, die ihrerseits wieder den Strom schließen für die Betätigung der unter H bereits näher beschriebenen Steuermotoren. Der Beginn und weitere Verlauf der Bewegung sowohl der Tore wie der Schützen wird dem bedienenden Maschinisten an einem über der Druckknopfschaltanlage angebrachten Schaubilde der beiden Schleusen in der Weise angezeigt, daß in diesen aus der Vogelschau gesehenen Nachbildungen kleine Tor- und Schützmodelle sich genau so bewegen, wie die in Bewegung gesetzten Tore und Schützen der Schleuse selbst.

Zur Anzeigung der Endstellung sind in den Nachbildungen außerdem noch Signallampen angebracht, die aufleuchten, sobald das Tor oder Schütz bei Erreichung seiner Endstellung durch einen in diesem Augenblick wirksam werdenden Kontakt den Stromkreis für diese Lampen selbst schließt. Soll das Tor oder Schütz in der Fahrt plötzlich angehalten werden, so kann dieses erreicht werden durch Niederdrücken des Haltedruckknopfes. Hierdurch wird das Schütz für den Hauptstrom im Sinne der Stromunterbrechung betätigt und dadurch ein sofortiger Stillstand herbeigeführt. — Diese Einrichtung gibt dem die Schaltanlage bediendenen Maschinisten einen Ueberblick über die jeweilige Stellung aller Schleusentore und -schützen und läßt ihn außerdem jede etwa eintretende Störung sofort erkennen.

b) Befehlsübermittlung.

Die Befehlserteilung an den Maschinisten im Zentralsteuerhause zur Bewegung der Schleusenelemente erfolgt von den drei auf der Mittelmauer stehenden Betriebshäusern, und zwar entweder durch Lautfernsprecher oder mittels optischer Signale. Für die letztgenannte Art der Befehlsübermittlung sind in den vorgenannten Betriebshäusern Klappenschränke mit Druckknopfschaltern vorgesehen, bei deren Betätigung an den Druckknopfapparaten in dem Zentralsteuerhause die den Befehl angebende Klappe fällt unter gleichzeitiger Auslösung eines Alarm-(Läute-)Werks. Sobald die Bedienung im Zentralsteuerhause den gegebenen Befehl durch Niederdrücken des betreffenden Druckknopfes ausgeführt hat, wird auch die an der Befehlsgebestelle bei der Befehlsgebung gefallene Klappe wieder zum Verschwinden gebracht. Dadurch wird der Befehlsgebestelle angezeigt, daß der erteilte Befehl im Zentralsteuerhause auch wirklich ausgeführt worden ist. Es sind im Betriebshause am Binnenhaupt die Signalklappenapparate für die beiden Binnentore und Schützen, im Schleusenmeisterhause am Mittelhaupt die Klappenapparate für die beiden Mitteltore nebst Schützen und im Betriebshause am Außenhaupt die für die beiden Außentore nebst Schützen angebracht. Die Signalklappen im Zentralsteuerhause sind mit den Druckkontakten für das Einschalten der Kohlesteuerschalter in den einzelnen Torhäusern verbunden; ihre Betätigung erfolgt dadurch zwangläufig mit der Einschaltung des Tor- bzw. Schützantriebes. Durch diese Anordnung ist im Zentralsteuerhause eine größtmögliche Einfachheit und Uebersichtlichkeit der Schaltanlage in Verbindung mit der Befehlsgebeeinrichtung erzielt.

c) Wasserstandsfernmelder.

Um den Betriebswasserstand in den Schleusen — insbesondere den Zeitpunkt der Wasserausspiegelung beim Schleusen, der für die Einleitung der Tor- und Schützbewegungen von Wichtigkeit ist — erkennen zu können, sind in jede der beiden Schleusen elektrische Wasserstandsfernmelder eingebaut. Diese bestehen aus den Gebern oder Wasserstandsmeldern und den an den Betriebshäusern am Binnen- und Außenhaupt sowie am Schleusenmeisterhause und im Zentralsteuerhause angebrachten Empfängern oder Wasserstandszeigern. Der Geber besteht aus einem Kontaktwerk, das in wasserdicht verschlossenem Gehäuse im Innern eines eisernen Pegelschachtes zusammen mit den Schwimmern untergebracht ist. Die Betätigung erfolgt durch Drehung eines auf der Geberwelle sitzenden Rades, über welches die den Schwimmer tragende Kette gelegt ist. Bei jeder Schwankung oder Aenderung des Wasserstandes um 25 mm wird das Kettenrad durch den Schwimmer gedreht, und zwar beim Steigen in der einen, beim Fallen in der anderen Richtung; nach jeder vollendeten Umdrehung des Kettenrades wird das Kontaktwerk ausgelöst und dadurch ein Strom zu den Wasserstandszeigern geschickt und deren Zeigerwerk betätigt. Die Dauer der Kontaktgebung wird durch eine Sperrvorrichtung geregelt.

Sechs derartige durch Schwimmer betätigte Geber — und zwar in jeder Schleuse je einer am Außen-, Mittel- und Binnenhaupt — übertragen in der beschriebenen Weise die jeweiligen Wasserstände im Binnen- und Außenhafen sowie in den vier Torkammern auf die Wasserstandsanzeiger an den eingangs bezeichneten Beobachtungsständen, mit denen sie durch je zwei Kabelleitungen miteinander verbunden sind. Die Schwimmerpegel waren ursprünglich in den Schleusenkammern in der Nähe der Schleusenhäupter an der Mittelmauer befestigt. Da sich bei dieser Lage störende Einflüsse durch Frost und Schiffsschrauben geltend machen, wurden die Schwimmer mit den Gebern in die Dammbalkenschächte der Mittelmauer eingebaut, wo sie seitdem gegen Gefahr des Einfrierens und störende Einwirkungen der Schiffsschrauben geschützt liegen. Die Wasserstandsanzeiger bestehen aus senkrechten Skalen, auf denen die Unterschiede zwischen den einzelnen Wasserständen — sei es zwischen Außenwasser und Schleusenkammer oder zwischen Binnenwasser und Schleusenkammer — durch zwei von rechts und links gegeneinanderspielende Zeiger abgelesen werden können. Das Uebersetzungsverhältnis des Zeigerwerkes ist so gehalten, daß die Zeiger auf den Skalen von 25 mm zu 25 mm um einen Teilstrich weiterspringen. Die Skalen im Zentralsteuerhause befinden sich auf den Modelltafeln über der Schaltanlage, und zwar unmittelbar neben den Schiebetoren des Modells. Am Schleusenmeisterhause und an den beiden Betriebs- oder Schleusenwärterhäusern sind die Skalen an den westlichen Hausseiten von außen sichtbar in wasserdichten Gehäusen angebracht.

d) Lautfernsprecher.

Außer den unter b beschriebenen Befehlsübermittlungsapparaten sind zwecks einfacher Verständigung zwischen dem Maschinisten im Zentralsteuerhause und dem Schleusenmeister neben einer weiter unten beschriebenen automatischen Fernsprechanlage noch lautsprechende Rufapparate vorgesehen. Die Apparate sind hierzu im Schleusenmeisterhause und im Zentralsteuerhause untergebracht. Sie bestehen aus einem lauttönenden Doppeltelephon, das mit dem im oberen Teil des Deckels liegenden Schalltrichter verbunden ist. Unter dem Telephontrichter ist das Mikrophon angeordnet, das eine leicht auswechselbare Membrankapsel besitzt. Der Anruf erfolgt durch einen Summer. Zum Schließen des Ruf- und Sprachstromkreises dient eine am Deckel angebrachte Doppeltaste mit gemeinsamem Hebel, der zum Anrufen der Gegenstation nach oben, während des Sprechens nach unten gedrückt wird. Der Betriebsstrom wird von einer Akkumulatorenbatterie geliefert.

e) Automatische Fernsprechanlage (Linienwähler).

Während die vorbeschriebene Lautfernsprechanlage lediglich für den inneren Schleusenbetrieb bestimmt ist, stehen außerdem die hierdurch verbundenen Dienststellen mit den übrigen Dienststellen der neuen und alten Schleusen, dem Hafenkapitän, dem Kanalbauamt, dem Lotsenausguck usw. durch ein besonders auch mit der Kanalstreckenleitung verbundenes Fernsprechnetz in Verbindung, und zwar ist hierzu eine für 25 Teilnehmer eingerichtete automatische Linienwähleranlage, geliefert von Siemens u. Halske A.-G., vorgesehen. Für jede Sprechstelle ist außer dem sonst üblichen Hör- und Sprechapparat nebst Anrufglocke eine am Apparat be-

festigte Scheibe mit Ziffern vorgesehen, mit welcher die jeweils gewünschte Verbindung vom Anrufer selbst gewählt wird. Mittels eines Druckknopfes kann der gewünschte Teilnehmer angerufen werden. Gleichzeitig erfolgt automatische Anzeige, ob der gewünschte Teilnehmer frei oder besetzt ist.

f) Signaleinrichtungen.

Durch den Hinzutritt der neuen Schleusen zu den bisherigen alten Schleusen und durch die damit verbundene Erweiterung der Schleusenvorhäfen ist auch eine Aenderung und Erweiterung der Einfahrtfeuer und der Einfahrtsignale notwendig geworden. Die Abgrenzung des äußeren Vorhafens ist auf der Nordseite unverändert geblieben. Auf der Südseite hingegen hat die weit in die Föhrde hinein sich erstreckende Nordmole des an die neue Südschleuse grenzenden Marinekohlenhofes die Einfahrten zu den alten und neuen Schleusen zu einem gemeinsamen Vorhafen zusammengefaßt. Die Einfahrt in diesen Vorhafen ist wie bisher auf der Nordseite durch ein grünes und auf der Südseite durch ein rotes Einfahrtfeuer gekennzeichnet. Von den beiden bestehenden Feuern der alten Kanaleinfahrt konnte das grüne Feuer, ein massiver Leuchtturm in Backsteinbau am Holtenauer Ufer der Kanaleinfahrt, unverändert stehen bleiben, mit einem Lichtsektor von 100° gegen die nördliche Uferlinie nach Süden weisend, während das die Südseite der alten Einfahrt bezeichnende rote Feuer, ein Gitterturm auf massivem Sockel, von seinem bisherigen Standort entfernt und zur Bezeichnung der neuen Einfahrt auf dem Kopfe der vorerwähnten Nordmole des Marinekohlenhofes aufgestellt wurde, mit einem Lichtsektor von 79° gegen die südliche Uferlinie nach Norden weisend.

Um den in den Kanal einfahrenden Schiffen anzuzeigen, in welche der beiden Schleusenanlagen (alte oder neue) sie einlaufen sollen, ist auf der östlichen Inselspitze zwischen den alten und neuen Schleusen ein Vorsignal aufgestellt. Dieses gibt an einem 20 m hohen Gittermast bei Tage durch Flügelsignale nach Art der Eisenbahnsignale, bei Nacht durch Lichtsignale die Weisungen an die einfahrenden Schiffe, und zwar bezeichnet ein Flügel bzw. ein Licht rechts vom Mast in Richtung der Kanaleinfahrt die alten Schleusen, zwei Flügel bzw. zwei Lichter links vom Mast die neuen Schleusen, schräg aufwärts gerichtete Flügel und rotes Licht zeigen die Einfahrt als gesperrt an, schräg abwärts gerichtete Flügel und grünes Licht bedeuten freie Einfahrt. Durch eine Zwischenstellung: wagerecht gerichtete Flügel bzw. rotes Licht mit darüberstehendem weißen Licht wird außerdem angezeigt, welche Schleuse für sie zur Einfahrt vorbereitet wird.

Die Signale werden elektrisch von einer im Schleusenmeisterhause auf der Mittelmauer der neuen Schleusen aufgestellten Schaltanlage aus gegeben. Ein hier angebrachtes Modell läßt die jeweilige Signalstellung erkennen, indem es jede Bewegung der Flügel in ihrer Endstellung bzw. jedes gegebene Lichtsignal durch eine gleiche Bewegung der Modellflügel und durch eine Rückmeldelampe anzeigt. Ein Versagen des Signals wird durch Nichtaufleuchten der Rückmeldelampen sofort angekündigt.

Das Signal, in welche der beiden Schleusen — ob Nord- oder Südschleuse — die Schiffe einlaufen sollen, wird von einem auf der Mittelmauer des Außenhauptes stehenden eisernen Mast durch Hissen von Bällen bzw. Setzen entsprechender Lichter bei Nacht an einer Raa in gleicher Weise wie bei den alten Schleusen gegeben. Für die aus dem Kanal in die Schleusen einlaufenden Schiffe werden die gleichen Signale von einem auf der Mittelmauer des Binnenhauptes der Schleusen stehenden Mast aus gegeben. Die Bedienung dieser Signale erfolgt nicht vom Stande des Schleusenmeisters aus, sonderen auf dessen durch Fernsprecher übermittelten Befehl durch die in den Betriebshäusern am Außen- und Binnenhaupt untergebrachten Schleusenwärter. Um ferner den anlaufenden Schiffen den Stand der Schleusentore anzuzeigen, sind an den Toren noch besondere Signallampen angebracht, und zwar sind die Torenden durch je eine, die Tormitten durch je zwei über dem höchsten schiffbaren Wasserstande angeordnete Lampen bezeichnet. Diese Lampen sind nur sichtbar, wenn die Tore geschlossen sind; wenn die Tore bei geöffneter Schleuse in der Torkammer liegen, sind sie abgeblendet. Die Mitteltore werden von den Endtoren dadurch unterschieden, daß bei ihnen die in der Tormitte stehenden Doppellampen mit 1 m Abstand nebeneinander angeordnet sind, während diese Lampen bei den Endtoren übereinander stehen.

Die Schaltung der Torlaternen geschieht vom Zentralsteuerhause aus.

5. Schleusenbeleuchtung.

Zur Beleuchtung der neuen Schleusenanlagen sind auf jeder der beiden Seiten und auf der Mittelmauer sowie auf den anschließenden Leitwerken je 30 auf gußeisernen Masten stehende Lampen aufgestellt, und zwar auf den Schleusenmauern in Abständen von 20 cm, auf den Leitwerken in Entfernungen von 40 m voneinander. Auf der Mittelmauer und den hieran anschließenden Leitwerken stehen die Lampen in der Längsachse der Mauer, auf den Seitenmauern 6 m hinter der Mauerflucht. Für die Lichtpunkthöhe war die Forderung maßgebend, daß die Lampen den in die Schleusen einfahrenden Schiffen ein sicheres Ansteuern der Schleuseneinfahrten gewährleisten müssen. Dazu mußten die Lampen auf der Mittelmauer so hoch gestellt werden, daß sie über die Firste der auf dieser Mauer stehenden Betriebsgebäude hinweg sichtbar blieben; sie haben hierzu eine Lichtpunkthöhe von 6,65 m über Schleusenplattform erhalten müssen. Auf den Seitenmauern fiel die Rücksichtnahme auf Gebäude fort, es ist deshalb ihre Höhe über Schleusenplattform etwas geringer auf 5,75 m gehalten. Die oben angegebene Entfernung der Lampen ist bei der vorgesehenen Lichtstärke von 2 × 100 N. K. so gewählt, daß für die Verkehrssicherheit auf den Schleusen ausreichende Helligkeit besteht.

Das gesamte Lichtnetz der Schleusen bildet drei in sich geschlossene und für sich schaltbare Hauptstromkreise, und zwar je einen auf der Nord-, Süd- und Mittelmauer. Diese Hauptstromkreise sind an der Zentralstelle im Steuerhause durch eingebaute Sicherungen unter sich noch wieder in je einen östlichen und einen westlichen Stromkreis unterteilt. Diese Einteilung ist gemacht, um bei auftretenden Störungen, die eine Außerbetriebsetzung des einen oder anderen Teiles des Lichtnetzes nötig machen, die Ausschaltung dieser Teile auf das geringste Maß zu beschränken. Für die Stromversorgung stehen zwei voneinander unabhängige Stromquellen zur Verfügung, und zwar für den ständigen Betrieb das Kraftwerk der Schleusen und als Reserve die an das Kieler Kraftwerk angeschlossene Reservestation. Der vom Schleusenkraftwerk kommende Wechselstrom von 2000 Volt wird zunächst durch einen im Zentralsteuerhause stehenden Stromwandler auf 500 Volt und weiterhin vor seinem Eintritt in das Lichtnetz durch je einen auf den Seitenmauern und der Mittelmauer in den Schützmaschinenkammern daselbst untergebrachten Stromwandler auf die Betriebsspannung von 125 Volt gebracht. — Aus Gründen der Betriebssicherheit sind für die Beleuchtungsanlage zwei örtlich getrennt liegende Schaltstellen vorgesehen, von denen die gewöhnlich gebrauchte im Zentralsteuerhause, die als Reserve gedachte zweite in der Schützmaschinenkammer am Mittelhaupt (Mittelmauer) liegt. Beide sind mit den drei Hauptstromkreisen der Mittel- und jeder Seitenmauer sowie untereinander durch Kabelleitungen verbunden, die an den Sammelschienen der Schaltstellen durch Trennschalter abgeschaltet werden können. Ein besonders im Dükerschacht der Mittelmauer untergebrachter Umschalter gestattet außerdem die Verbindung jeder der beiden Schaltstellen mit der zweiten Stromquelle in der Reservestation. Die Lampenarmaturen auf den Masten sind zum besseren Schutz gegen Feuchtigkeitseinwirkungen hängend angeordnet. Die in den Lampenmasten zu ihnen führenden Leitungen haben einen Bleimantel. Ferner sind am Sockel eines jeden Lampenmastes Sicherungen in wasserdichten gußeisernen Kästen eingebaut, die durch Glasverschlüsse äußerlich sichtbar und leicht zugänglich sind.

6. Kabelnetz.

Für die Stromzuführung zu den beiden Schleusen sind in der Gleichstromschaltanlage des Schienenkraftwerks zwei getrennte Ableitungen mit Maximalautomaten angeordnet. Diese getrennte Zuführung zu den beiden Schleusen ist so ausgeführt, daß bei Störungen an der Zuleitung nicht beide Schleusen stillgelegt werden. Jede dieser getrennten Zuleitungen besteht aus je vier einadrigen Kabeln, von denen je zwei als Betriebs- und je zwei als Reservekabel gelten. Der Anschluß der Zuführungskabel zu der Nord- und Südschleuse erfolgt in Kabelschächten, die als gemauerte Gruben auf der Nord- bzw. Südseite des Mittelhauptes ausgeführt und mit Sammelschienen ausgeschaltet sind, an welche die Zuleitungskabel sowohl wie alle Abzweigungen zu den Toren, Schützen und Spills mittels Trennschaltern angeschlossen sind. Alle von den Sammelschienen der Kabelschächte zu den Toren, Schützen und Spills führenden Abzweigungen sind Doppelkabel, von denen je ein Paar im Betriebe und das andere in Reserve ist. Die Kabel für die in der nördlichen Seitenmauer liegenden Schützen sind von den Torkabeln der Nordseite abgezweigt. Die Zuleitungen für die Schützen und Spills der Mittelmauer führen durch den Düker unter der Nordschleuse zur Mittelmauer.

Die Zuleitungskabel für die Südschleuse gehen über einen im Kabelschacht der Nordseite angeordneten Ausschalter durch den Düker zu den Sammelschienen des Kabelschachtes der Südschleuse. Von hier gehen die Zuleitungen zu den Toren der Südschleuse, von denen wiederum die Zuleitungen zu den in der Südmauer liegenden Schützen abgezweigt sind. Die von der zweiten Stromquelle, der Reservestation, kommenden Zuleitungskabel — und zwar wieder ein Betriebs- und ein Reservekabel — sind durch einen im Kabelschacht der Südseite angebrachten Umschalter so verbunden, daß sie sowohl auf die Sammelschienen der Südschleusenzuleitung, als auch unter Umgehung dieser mit den Sammelschienen des Kabelschachtes der Nordschleuse verbunden werden können. Ein in diesem Schacht angeordneter Umschalter gestattet die Trennung der Zuleitung vom Schleusenkraftwerk und die Verbindung mit der Zuleitung von der Reservestation. Die so eingerichtete Schaltanlage in den Kabelschächten ermöglicht:

1. eine Versorgung beider Schleusen vom Schleusenkraftwerk aus.
2. Nach Trennung der Zuleitung vom Schleusenkraftwerk und Einlegung des Umschalters für die Zuleitung von der Reservestation die Speisung beider Schleusen von der Reservestation.
3. Die Versorgung jeder der beiden Schleusen für sich allein sowohl von der Reservestation, als vom Schleusenkraftwerk aus.

Jede dieser Schaltweisen kann den Umständen nach zur Anwendung kommen. Außerdem besteht dann noch die Möglichkeit, bei Störungen in den jeweiligen Betriebskabeln diese auszuschalten und die Reservekabel einzulegen. Durch diese Möglichkeit ist eine reichliche Sicherheit für den Schleusenbetrieb gegeben.

Sämtliche Stromzuführungen zu den einzelnen Verbrauchsstellen bestehen aus eisenbandbewehrten Bleikabeln. Diese sind auf dem Schleusengelände, zur Reservestation und zum Kieler Kraftwerk hin in Kabelgräben von 0,70 m Tiefe in Sandbettung mit Abdeckung von Ziegelsteinen verlegt; in der Schleusenmittelmauer liegen die Kabel in begehbaren gemauerten Kanälen. Die Unterführung unter den Schleusen geschieht in einbetonierten, begehbaren Dükern, in denen die Kabel auf eisernen Konsolen gelagert sind. In Abständen von 50 m tragen sämtliche Kabel Erkennungsmarken aus Bleitäfelchen. Im Gelände ist ihre Lage durch Kabelsteine bezeichnet.

7. Kraftwerk.

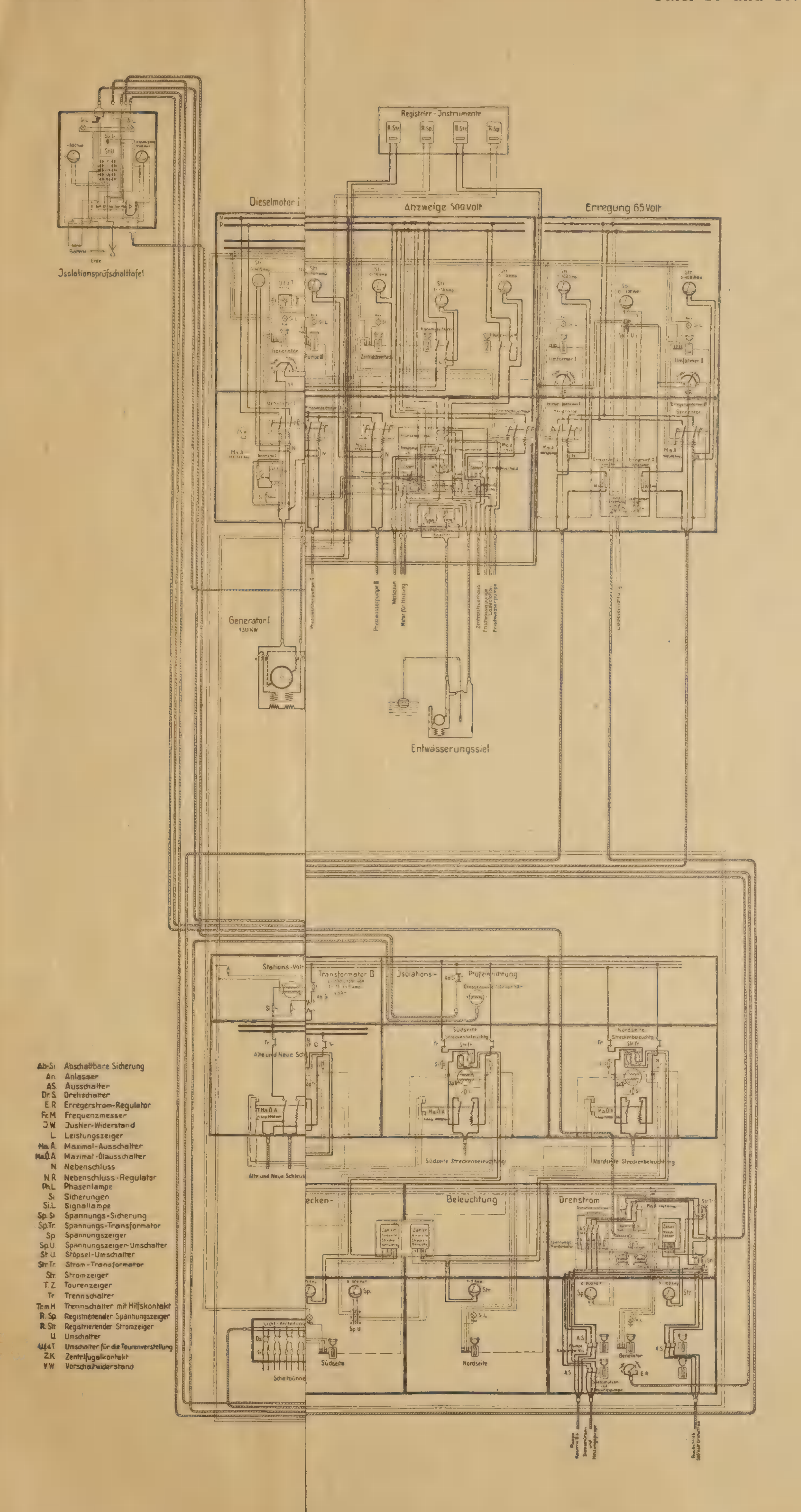
Die Erweiterung des Kraftwerkes zur Erzeugung des für den Betrieb der neuen Schleusen und die Speisung der Kanalstreckenbeleuchtung erforderlichen elektrischen Stromes ist in einem Anbau rechtwinklig zu dem besthenden Druckwasserkraftwerk der alten Schleusen untergebracht (Abb. 73). Die Einrichtung der Anlage besteht in der Hauptsache aus den durch drei Dieselmotoren betriebenen elektrischen Gleich- und Wechselstrom-Erzeugern, den Zusatzlademaschinen, der Pufferbatterie, einer Transformatorenanlage, der Schaltanlage und den Preßwasserpumpenantrieben (Abb. Tafel 10 u. 11). Der erzeugte Wechselstrom von 2000 Volt Spannung dient zur Speisung der Schleusen- und der Streckenbeleuchtung zu beiden Seiten des Kanals, während für den Antrieb der Schiebetore, der Schützen und Spills der neuen Schleusen und für die Antrieb der die Druckwasseranlage der alten Schleusen betreibenden Preßwasserpumpen Gleichstrom verwendet wird.

Abb. 73. Schleusenkraftwerk, Grundriß M. 1 : 400.

Von den drei Dieselmaschienen, deren nähere Beschreibung weiter unten folgt, haben zwei eine Leistung von je 340 PS bei 187 Umdrehungen, während die dritte nur eine Leistung von 180 PS bei 190 Umdrehungen in der Minute besitzt. Jede der 340-PS-Maschinen ist mit einem Einphasenerzeuger von 97,5 KVA. bei 2000 Volt und 50 Perioden und zugleich mit einem Gleichstromerzeuger für 130 kW Leistung bei 500 Volt Spannung auf gemeinsamer Grundplatte unmittelbar gekuppelt. Der dritte Dieselmotor ist nur mit einem Gleichstromerzeuger von 130 kW Leistung bei 500 Volt unmittelbar gekuppelt. Die verwendeten Gleichstromerzeuger sind mit Außenlager, Flanschwelle und mit Wendepolen ausgerüstet. Für die Erregung der Einphasenerzeuger sind zwei Gleichstrom-Umformer, bestehend aus je einer Gleichstromdynamo für eine Erregerleistung von 5,1 kW bis 65 Volt Spannung und 1960 Umdrehungen sowie einem auf gemeinsamer Grundplatte mit jedem gekuppelten Gleichstrom-Nebenschlußmotor für 500 Volt Spannung und rd. 11 PS Leistung vorgesehen. Die Größe jedes Erregerumformers ist dabei so bemessen, daß er für die volle Leistung eines Einphasenerzeugers ausreicht; der zweite Umformer steht dann in Reserve.

Zur Erzeugung des am Tage für die Beleuchtung der unterirdisch liegenden Maschinenkammern auf den Schleusen benötigten Stromes ist ein Gleichstrom-Einphasenstrom-Umformer aufgestellt, der aus einem Einphasenstromerzeuger mit einer Leistung von 20 KVA. bei 2000 Volt, 50 Perioden und 1000 Umdrehungen, unmittelbar gekuppelt mit einem 35pferdigen Gleichstrom-Nebenschlußmotor für 500 Volt, besteht. Dieser Umformer, verstärkt durch einen zweiten von 45 KVA. Leistung ist auch imstande, in Verbindung mit dem Gleichstromerzeuger des 180pferdigen Dieselmotors oder mit der Batterie die Streckenbeleuchtung des Kanals zu speisen. Die Umformer bilden also in Verbnidung mit genannten Stromquellen eine weitere Reserve für die Kanalbeleuchtung. Den erforderlichen Drehstrom, soweit er für den Betrieb der die Druckwasseranlage der alten Schleusen versorgenden Zubringerpumpen, für das Entwässerungssiel in Holtenau, für die Werkstätten, und überhaupt für alle in weiterer Entfernung liegenden Maschinenanlagen gebraucht wird, erzeugt ein Gleichstrom-Drehstromumformer, bestehend aus einem Drehstromerzeuger von 25 KVA. Leistung bei 500 Volt, 50 Perioden, der auf gemeinsamer Grundplatte mit einem Gleichstrom-Nebeinschlußmotor von 25 PS Leistung bei 500 Volt und 1000 Umdrehungen in der Minute gekuppelt ist.

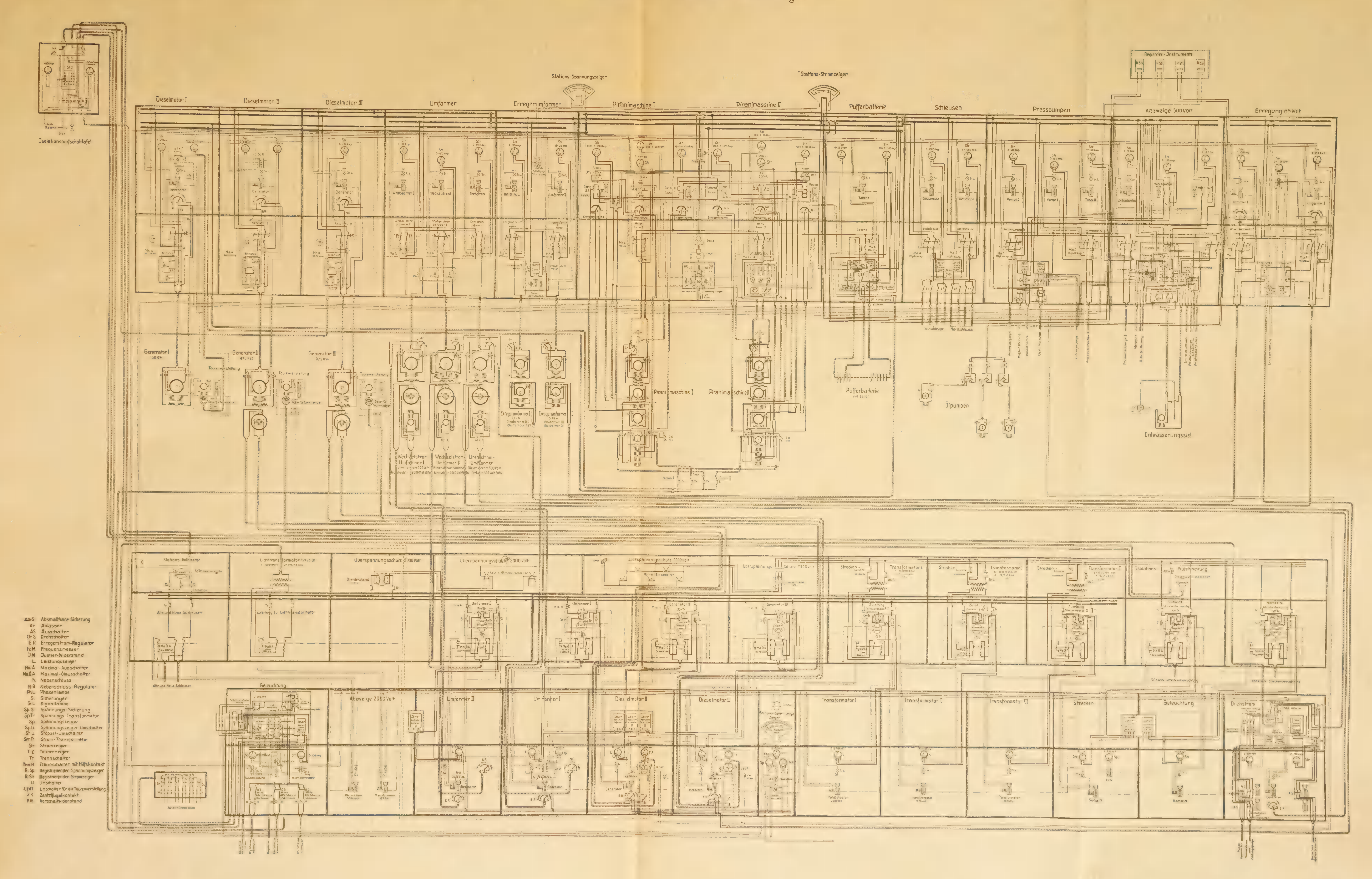
Zur Aufnahme der Belastungsschwankungen im Gleichstromnetz der Zentrale dient eine Pufferbatterie, die in einem Anbau der Zentrale auf Holzgestellen doppelt isoliert aufgestellt und den Hauptsammelschienen parallel geschaltet ist. Sie besteht aus 240 Zellen der Bauart J. S. 32 in Holzkästen mit Bleiausfütterung und besitzt eine Kapazität von 592 Ampère-Stunden bei einstündiger Entladung. Um die Schwankungen der Netzspannungen bei plötzlichen Stromstößen zu verhindern, sind zwei selbsttätige Zusatzlademaschinen Bauart „Pirani" mit der Pufferbatterie in Reihe geschaltet. Jedes der beiden eingebauten Pirani-Aggregate besteht in der Hauptsache aus einem Motor, der mit einer Zusatzlademaschine unmittelbar verbunden ist. Die Erregung der Piranimaschine erfolgt durch eine unmittelbar gekuppelte Verbund-Erregermaschine. Die Nebenschlußwicklung liegt dabei an den Klemmen der Batterie, während die Hauptstromwicklung vom gesamten Netzstrom erregt wird. Dazu ist die Hauptstromwicklung, welche die Erregermaschine im Sinne der Batterieentladung beeinflußt, entgegengeschaltet der Nebenschlußwicklung, die im Sinne der Ladung erregt wird, so daß je nach Größe des Verbrauchs im Netz bald die eine, bald die andere Wicklung überwiegt, d. h. bald eine Entladung, bald eine Ladung erfolgt. Wird im Netz kein Strom verbraucht, so arbeitet die Erregermaschine als reine Nebenschlußmaschine; es erfolgt mithin eine Ladung der Batterie. Durch eine in den Erregerstromkreis der Zusatzmaschine eingeschaltete Aluminium-Eisenzelle mit parallel geschaltetem Widerstande wird noch verhütet, daß die Maschine, gleichgültig, ob sie auf Ladung oder Entladung arbeitet, abwechselnd positive und negative Spannung erzeugen kann.



Verlag von Guido Hackebeil A.-G., Berlin.

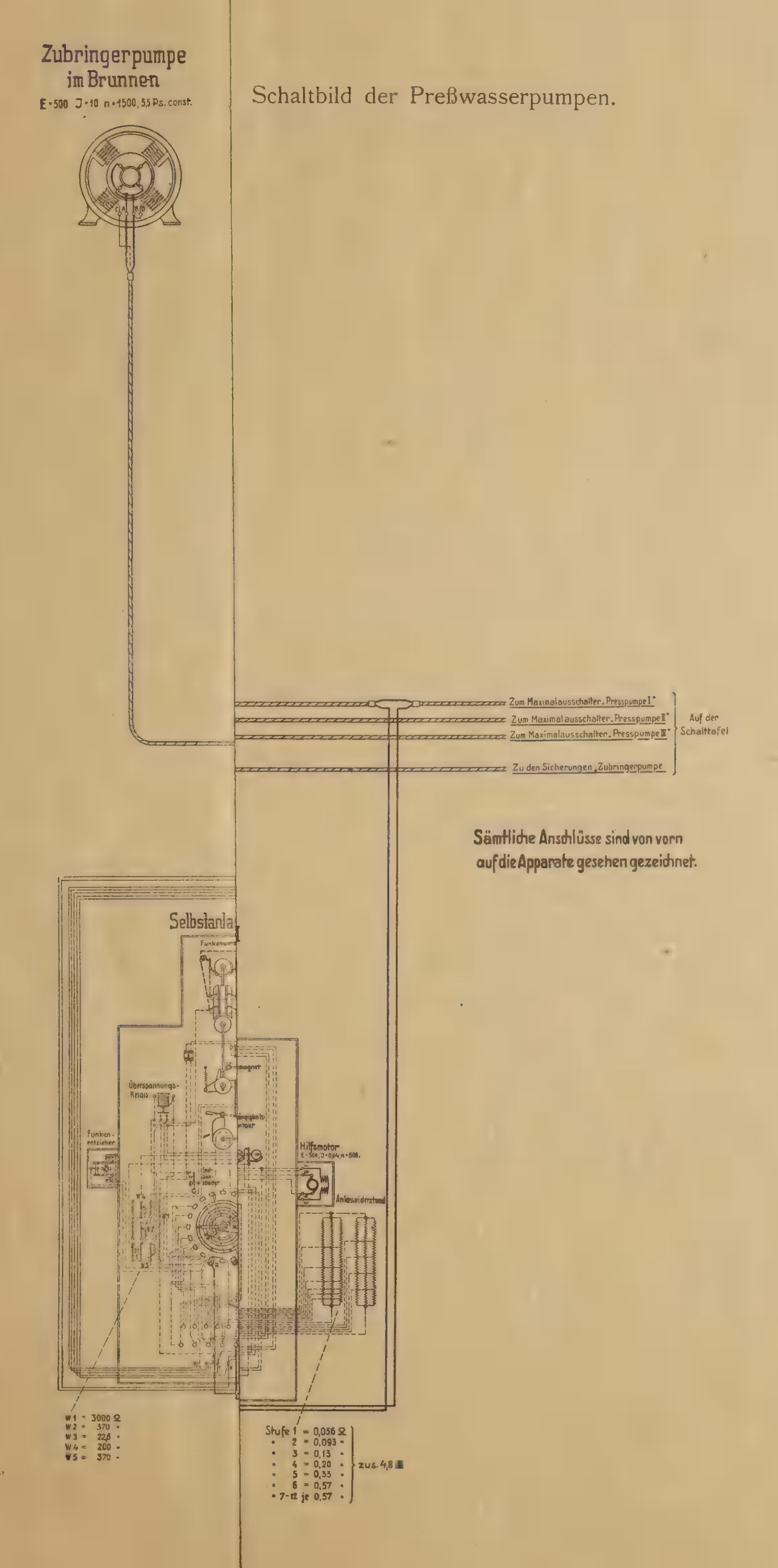
Die neuen Ostseeschleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals.

Schaltbild der Zentral-Maschinen-Anlage.

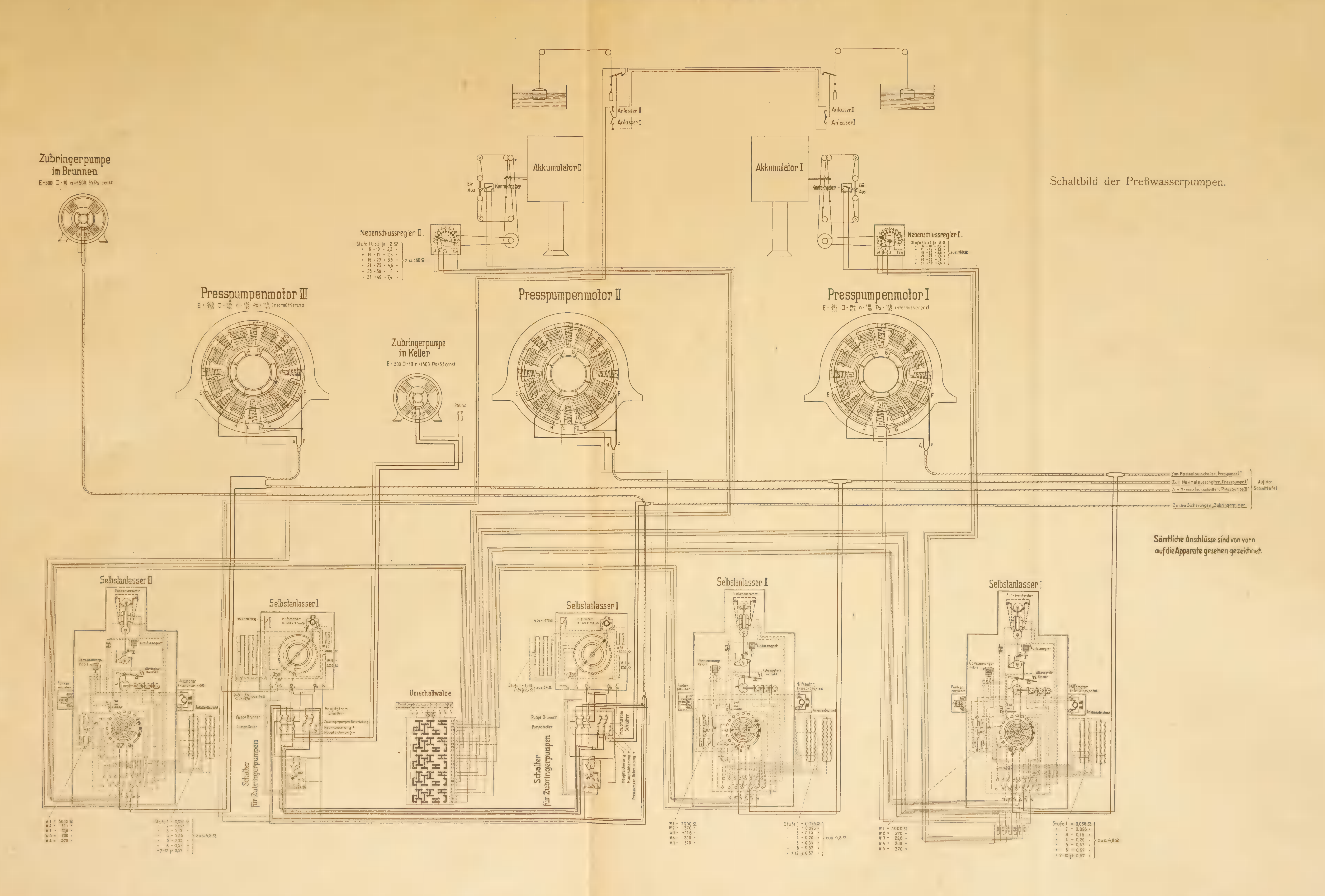


Verlag von Guido Hackebeil A.-G., Berlin.

Schaltbild der Preßwasserpumpen.



Verlag von Guido Hackebeil A.-G., Berlin.



Verlag von Guido Hackebeil A.-G., Berlin.

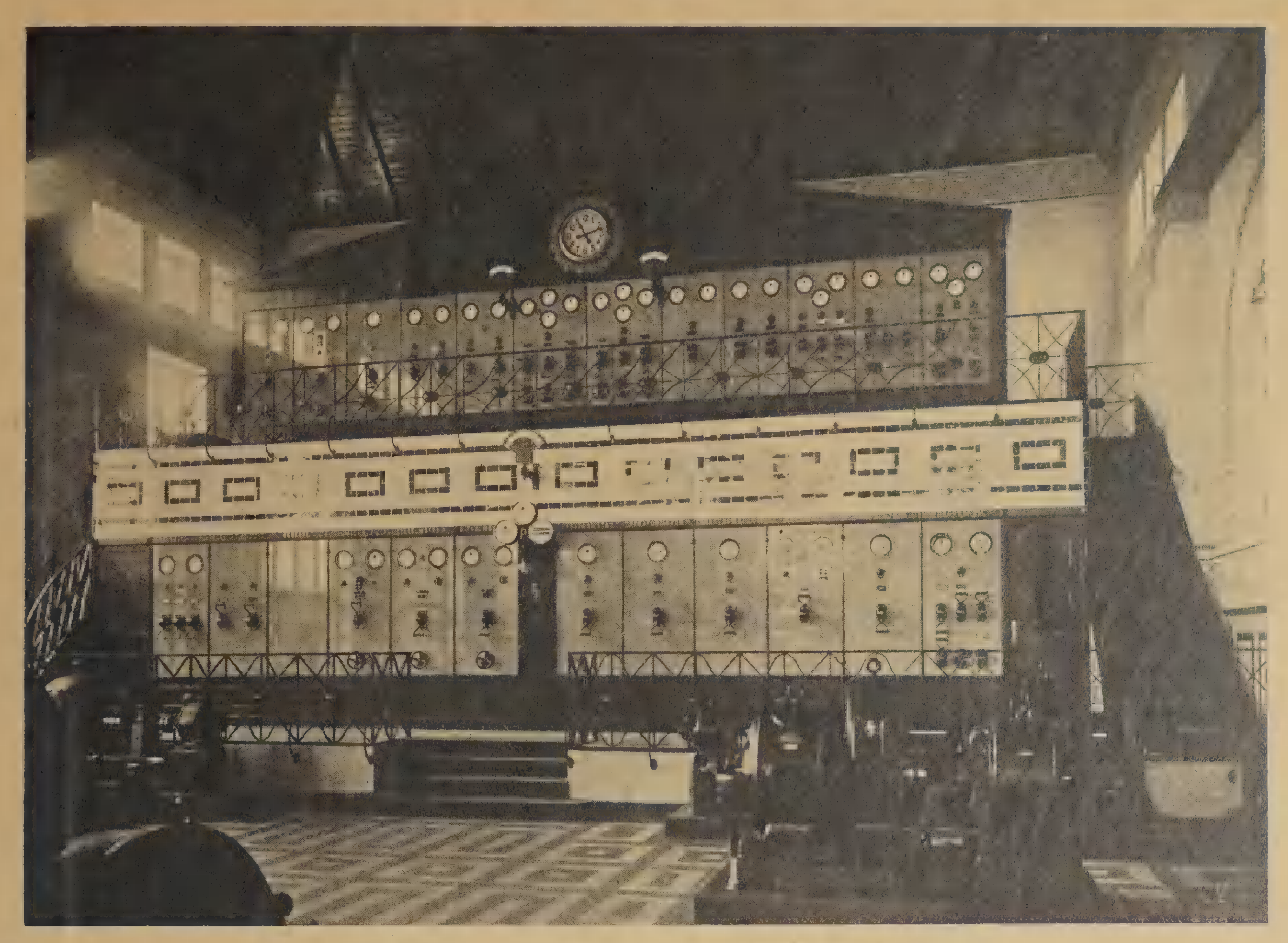


Abb. 74. Zentralmaschinenanlage, Dieselmotoren, Schalttafelanlage.

Die gesamte Schaltanlage (Abb. 74) zerfällt in zwei auch räumlich voneinander getrennte Teile für die Wechselstrom- und Gleichstromschaltung. Erstere ist auf einem Podest von 60 cm Höhe untergebracht; darüber befindet sich auf einer Galerie die Gleichstromschalttafel. Alle Meßinstrumente sind als Doseninstrumente mit gleichmäßiger Skalenteilung und Dämpfung versenkt in die Schalttafel, die Hauptzähler und Registrierinstrumente als Schauinstrumente in Glaskästen eingebaut. Die registrierenden Volt- und Ampèremeter sind für 24stündigen Betrieb eingerichtet. Für die Stromerzeuger ist ein umstöpselbarer Spannungsanzeiger vorgesehen. Sämtliche Spannung führenden Teile und Apparate sind hinter der Schalttafel angeordnet. Die für Wechsel- und Drehstrom erforderlichen Oelschalter sind in besonderen gemauerten Kammern untergebracht; ihre Betätigung erfolgt jedoch von der Vorderseite der Schalttafel aus mittels Steigbügelantriebes, wobei die Uebertragung durch Gestänge geschieht. Alle Hochspannung führenden Teile sind derart in getrennten Kammern untergebracht, daß ein gefahrloses Arbeiten bei den betriebsmäßigen Schaltvorgängen, Abtrennen von Sammelschienen usw. jederzeit leicht möglich ist.

Die im besonderen, vom alten Kraftwerk verbliebenen Gebäudeteil untergebrachte Druckwasseranlage zum Betriebe der Tore und Schützen der alten Schleusen besteht in der Hauptsache (Tafel 12 und 13):

a) aus den auf das Druckrohrnetz für die Tor- und Schützbewegung als Druckkolben lastenden und dadurch den erforderlichen Betriebsdruck erzeugenden beiden Sammlern,
b) aus den auf die Sammler oder auch unmittelbar auf das Druckrohrnetz wirkenden drei Preßpumpen zur Wiederauffüllung der beim Bewegen der Schleusenelemente verloren gehenden Druckkraft und
c) aus den Zubringepumpen, die das für die Preßwasserpumpen nötige Betriebswasser aus einem Brunnen herbeischaffen und in Hochbehälter fördern, aus denen es den Preßwasserpumpen zuströmt. Die Hochbehälter haben ihren Standort in einem Raum über den Sammlern.

Die Preßwasserpumpen sind liegende Drillingspumpen, die jede eine Leistung von 10 Litern in der Sekunde vom spezifischen Gewicht 1 auf 550 m manometrische Förderhöhe bei 145 Umdrehungen besitzen. Ihre Saugrohrleitungsanschlüsse sind aus Gußeisen von 150 mm Durchmesser, die anschließenden Druckrohrleitungen aus Flußeisen. Zum Antrieb der drei Preßwasserpumpen sind unmittelbar gekuppelte Gleichstrommotoren für eine Leistung von 100 bis 118 PS an die 500 Volt Gleichstromsammelschienen angeschlossen.

Die zur Förderung des Wassers für die Druckwasseranlage der alten Schleusen in die über den Sammlern angeordneten Hochbehälter erforderlichen Zubringerpumpen, bestehend aus zwei zweistufigen Hochdruckzentrifugalpumpen, haben eine Förderleistung von je 725 l/Min. vom spezifischen Gewicht 1 bei 20 m Förderhöhe und 1500 Umdrehungen in der Minute. Die Saugleitungen haben 100 bzw. 200 mm, die Druckleitungen 90 bzw. 125 mm Durchmesser. Der Antrieb erfolgt durch je einen Gleichstrom-Nebenschlußmotor von 5,5 PS. Die Pumpen besitzen dabei selbsttätige Anlasser mit Hilfsmotorbetätigung, die in Abhängigkeit von dem Wasserstand in den Sammelbehältern durch Schwimmer gesteuert werden.

Von den vorerwähnten Dieselmotoren (Abb. 75) sind die beiden 340-PS-Maschinen vierzylindrig; der Motor von 180 PS ist dreizylindrig. Die in den Zylindern sitzenden Kolben sind durch Treibstangen mit der Kurbelwelle verbunden, auf der ein 3,33 m im Durchmesser großes Schwungrad läuft. Das Anlaßventil zum Anlassen der Maschine mittels Druckluft, das Einblaseventil für das Einblasen der atmosphärischen Luft und des Brennstoffes und das Auspuffventil für das Auslassen der Verbrennungsgase sind sämtlich in den Zylinderdeckel eingebaut. Für die Erzeugung hochgespannter Luft, die zur Einblasung des Brennstoffes in den Zylinder und zum Anlassen der Maschine dient, ist eine Luftpumpe unmittelbar mit dem Dieselmotor gekuppelt. Die von der Luftpumpe erzeugte Preßluft wird in nahtlos hergestellten flußeisernen Hochdruckbehältern, den sogenannten Anlaß-, Einblase- und Reservegefäßen, die mit Sicherheitsventil und Manometer versehen sind, aufgespeichert. Die Maschinen werden mit Teer- und Gasöl betrieben. Der Brennstoff wird von den längs der Ostseite des Kraftwerksgebäudes unterirdisch aufgestelltein Hauptbrennstoffbehältern durch eine mit Elektromotor gekuppelte Pumpe in die hochgestellten Tagesbehälter, die den Tagesbedarf aufnehmen, gefördert. Von dort gelangt der Brennstoff nach Durchströmung von Kippzählern selbsttätig zu den Filtriergefäßen für Teer- und Gasöl, um dann weiter den Maschinen zuzuströmen.

Die der Erhitzung besonders ausgesetzten Teile der Maschinen-wie Zylinderdeckel, Arbeitszylinder, Preßluftpumpe und Preßluftzwischenkühler — erhalten Wasserkühlung. Hinter dem Kühlwasser-



Abb. 75. Zentralmaschinenanlage. Dieselmotoren. Blick von der oberen linken Schaltbühne.

austritt befindet sich an jedem Maschinenzylinder ein Signalwärmemesser nebst Probierleitungen zur Wärmekontrolle des ablaufenden Kühlwassers. Mit dem Maschinenregulator ist eine Turenverstellvorrichtung verbunden, welche die normale Umlaufszahl auf elektrischer Wage zu ändern gestattet.

8. Reserve-Station.

Um bei einer Zerstörung des Schleusenkraftwerks den Schleusenbetrieb nicht einstellen zu müssen, ist abseits von den Schleusen auf der Südseite des Binnenhafens eine Reservestation errichtet. In dieser ist ein Drehstrom-Gleichstromumformer aufgestellt, bestehend aus einem asynchronen Drehstrommotor für 266 bis 295 PS Leistung bei 5500 Volt, 50 Perioden und 985 Umdrehungen in der Minute auf gemeinsamer Grundplatte unmittelbar gekuppelt mit einem Gleichstrom-Nebenschlußdynamo von 165 bis 172 kW Leistung bei 500 Volt. Der Antriebsmotor erhält seinen Strom von 5500 Volt Spannung durch ein Hochspannungskabel vom Kieler Kraftwerk zugeführt. Der Umformer erzeugt Gleichstrom und arbeitet auf ein Sammelschienensystem, an das die Nord- und Südschleuse angeschlossen sind.

Die Lieferung sowie die vollständig betriebsfertige Aufstellung der gesamten elektrischen Ausrüstungen für das Holtenauer Kraftwerk einschließlich der Reservestation, desgleichen die für die Schiebetorantriebe, Schützen- und Spillantriebe einschließlich Kabelnetz und der Beleuchtungsanlage sowie der betriebsfertigen Lieferung der Lautfernsprech-, der Wasserstandsfernmelde- und der Befehlsgeberanlagen für die neuen Schleusen ist von den Siemens-Schuckert-Werken G. m. b. H., Berlin, zum Gesamtpreis von rd. 656 269 M ausgeführt worden.

J: Hochbauten.

Bearbeiter: Landesbaurat Klatt.

1. Kraftwerksgebäude. Das neue Kraftwerk wurde zweckmäßig als ein Erweiterungsbau an das alte auf der Insel zwischen den alten und neuen Schleusen liegende Kraftwerk hergestellt.

Die Anordnung der alten Kraftanlage ließ für den Anschluß des neuen Teils nur die Ostseite als geeignet zu. Er war so zu legen, daß eine gute Verbindung zwischen Maschinen- und Preßpumpenraum und eine gute Uebersichtlichkeit im Innern gewährleistet war, und sollte einen Maschinenraum, einen Akkumulatorenraum und Aufenthaltsräume enthalten (vgl. Abb. 73). Zwei weite Bogenöffnungen verbinden den neuen mit dem alten Maschinenraum, in dem die Preßwasserpumpen für den Betrieb der alten Schleusen liegen. An der dem Eingang gegegenüberliegenden Seite befindet sich die zweigeschossige Schalttafelanlage. Das untere Geschoß umfaßt die Schaltfelder für Dreh- und Wechselstrom, das obere die für Gleichstrom. Hinter der Schaltanlage liegt der Akkumulatorenraum. Er ist von außen und vom Schaltraum durch einen besonderen Vorraum abgeschlossen. Seine Entlüftung geschieht durch zwei mit dem Heizungsschornstein verbundene gemauerte Kanäle und durch mehrere in der gegenüberliegenden Umfassungsmauer in Fußbodenhöhe liegenden verstellbare Oeffnungen. In dem durch das neue und alte Gebäude gebildeten Winkel sind die Aufenthaltsräume untergebracht. Sie bestehen aus einem Raum für den Obermaschinisten, der genügend Platz zum Aufstellen von Ablegetischen und Schränken für die Maschinen-Zeichnungen bietet, einem Raum für die bei den Maschinen beschäftigten Mannschaften, einem Baderaum, zwei Aborten mit Vorraum und einem Flur.

Unter den Aufenthaltsräumen liegen die Kellerräume für die Kesselanlage der Sammelheizung und für die Lagerung von Kohlen. An der östlichen Längsseite des Maschinenhauskellers liegt der von außen zugängliche Tankraum. In ihm sind vier Oelbehälter, eine Brennstoffpumpe mit Elektromotor und zwei Schallgruben untergebracht. Die Schallgruben münden in einen gemauerten Auspuffschornstein, mit dem der Entlüftungskanal für den Tankraum verbunden ist. Der Baugrund ist guter tragfähiger Lehmboden. Die Bauart der Baulichkeiten ist die in Holstein allgemein übliche und bei fast allen Bauten der Kanalverwaltung zur Anwendung gebrachte (Abb. 76). Das Mauerwerk ist aus Steinen kleinen (des Kieler dicken) Formats hergestellt, an den Außenflächen mit roten Handstrichsteinen verblendet und mit Muschelkalk weiß gefugt. Die Dachbinder und Fetten über dem Maschinenraum bestehen aus Eisen. Für alle übrigen Dachverbände und die Sparren ist Holz verwendet. Die Dachflächen sind mit grauen Pfannen auf mit Dachpappe belegter Schalung eingedeckt. Als Fußboden haben der Maschinenraum, die Aborte, der Baderaum und Flur Tonfliesenbelag, die Aufenthaltsräume Holzfußboden, der Akkumulatorenraum Asphalt auf Betonunterlage und die Kellerräume Zementestrich erhalten. Alle Wände



Abb. 76. Schleusenkraftwerk.



Abb. 80. Schleusenmeisterhaus aut der Mittelmauer.

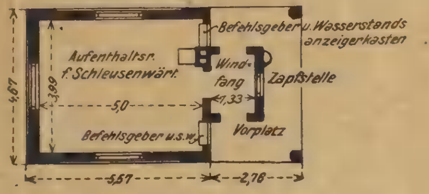


Abb. 77. Betriebshaus.

Abb. 78. Aufenthaltshaus auf der Mittelmauer.

Abb. 79. Aufenthaltshaus auf der Nord- u. Südseite.

sind verputzt. Im Maschinenraum ist der untere Wandteil in 2 m Höhe mit weißen und schwarzen Fliesen bekleidet. Im Akkumulatorenraum ist der Dachstuhl und die Unterseite der Dachschalung geölt. Die Fenster und alle Eisenteile im Raum sind mit einem säurebeständigen, alkoholfreien Emailleanstrich versehen. Diese Ausführung hat sich bisher gut bewährt.

Für die Beheizung aller Räume, auch des weiter verwendeten Teiles der alten Kraftanlage, ist eine Warmwasserheizungsanlage eingebaut und zum Betriebe dieser Anlage das von den Dieselmotoren abfließende Kühlwasser verwendet. Das in den Motoren auf etwa 60 Grad C erwärmte Kühlwasser, das sonst ungenutzt abgeflossen wäre, wird vermittels einer Pumpe durch die Heizungsanlage getrieben und danach in den im Preßwasserturm aufgestellten Kühlwasserbehälter geschafft. Hier wird es abgekühlt und den Motoren wieder zugeführt. Bei geringerer Belastung oder bei Stillstand der Motoren übernimmt ein im Heizkeller aufgestellter Kessel mit einem Bereitschaftskessel die Deckung des Wärmebedarfs. Ein Teil der Heizkörper ist an der Kranbahn im Maschinenraum angebracht, um Zugerscheinungen, hervorgerufen durch die große Höhe der Räume und durch die starke Abkühlung unterhalb der Dachfläche zu vermeiden. Das für die Wasch- und Badeeinrichtungen erforderliche warme Wasser wird der Heizungsanlage entnommen.

Die vorstehend beschriebene Anlage ist gewählt, obwohl sie etwas über das Doppelte einer Niederdruckdampfheizungsanlage gekostet hat, weil sie den Vorzug einer bedeutenden Ersparnis an Brennmaterial besitzt. Diese Ersparnis ist rechnungsmäßig so groß, daß sich die Anlage in sechs Jahren bezahlt macht, selbst wenn im Jahre 14 Tage lang die Außentemperatur unter — 10° C sinkt, wenn nur der kleinste Motor täglich 18 Stunden läuft und wenn 100 kg Koks nur 3 M kosten. Beim Betriebe hat sich ein noch günstigeres Ergebnis herausgestellt, da die von den Motoren erzeugte und durch Strahlung abgegebene Wärme, die vorsichtigerweise in der Wärmeverlustberechnung nicht mitberücksichtigt ist, ziemlich bedeutend ist und deshalb der Heizkessel nur ganz ausnahmsweise geheizt zu werden braucht. Die Entlüftung des Maschinenraumes geschieht durch einen verschließbaren Dachreiter. Außerdem hat sich späterhin der Einbau von elektrisch betriebenen Entlüftern als notwendig herausgestellt.

Die Herstellung für den Erweiterungsbau ohne die maschinellen Anlagen betrugen 100 600 M., demnach kostet ein Kubikmeter umbauten Raumes

der neuen Maschinenhalle	13,50 M
des Akkumulatorenraumes	14,00 „
der Aufenthaltsräume	16,00 „
des Tankraumes	15,00 „
der Werkstätte	15,00 „

2. Elektrische Reservestation.

Das für die unter H beschriebene Ersatzstelle erforderliche Gebäude wurde an der südlichen Böschung der Kaistraße errichtet, um es möglichst unauffällig zu machen. Es wurde dafür Sorge getragen, daß es von der Holtenauer Kraftwerksanlage möglichst entfernt lag und auch von dem Kraftwerksneubau am Binnenhafen genügend Abstand behielt. Die lichte Raumgröße beträgt 10,09 × 4,57 m. Die Umfassungswände bestehen aus verblendetem und weiß gefugtem Mauerwerk. Das Dach ist bombensicher aus Beton mit Eiseneinlagen hergestellt und mit gesinterten Klinkern in Zement abgedeckt. Eine ausreichende Lüftung des Innenraumes wird durch einen Ventilator in der westlichen Außenwand und durch einen Groveschen Entlüfter im Dachfirst gewährleistet. Die Herstellungskosten haben 7150 M betragen. Daraus berechnet sich der Preis für ein Kubikmeter umbauten Raumes auf 20 M.

3. Steuerhaus auf der Schleusenmittelmauer. Das Haus liegt auf der Mittelmauer der neuen Schleusen in gleichem Abstand vom Außenhaupt und Binnenhaupt. Den Hauptbestandteil des Hauses macht der geräumige Schaltraum aus, an dessen Längswänden die 5,13 m langen und 2,50 m hohen Hauptschalttafeln angebracht sind. Hinter den Schalttafeln ist ein schmaler Gang für die Anschlüsse der Kabelleitungen und zur Vornahme von notwendigen Ausbesserungen an der Rückseite der Tafeln angelegt. Der Eingang zum Schaltraum hat einen kleinen Windfang erhalten. An diesen schließen sich links ein Raum für eine Batterie und rechts ein Raum für zwei Beleuchtungstransformatoren an. Die Transformatoren sind übereinander aufgestellt. Die lichte Raumhöhe beträgt 4 m. Sie ist durch die Abmessungen der Hauptschalttafeln bedingt. Diese liegen 1 m über Fußboden, über ihnen ist eine Fläche von 50 cm Höhe zum Anbringen der Beleuchtungskörper vorhanden. Das Haus steht auf dem Betonkörper der Mittelmauer. Die Umfassungswände sind mit roten Handstrichsteinen verblendet und mit Muschelkalk gefugt. Das Dach ist mit grauen Pfannen auf Lattung eingedeckt. Türen und Fenstern sind aus Kiefernholz, die Sprosseneinteilungen aus Eichenholz gefertigt Die Beheizung erfolgt durch elektrische Heizkörper im Schaltraum und in den beiden Gängen hinter ihm. Die Herstellungskosten haben 6100 M betragen. Danach berechnet sich der Preis für ein Kubikmeter umbauten Raumes auf 26,25 M.

4. Aufenthalts- und Betriebshäuser. Für das auf den neuen Schleusen beschäftigte Personal war es notwendig, Unterkunftsräume zu schaffen. Außerdem war dafür Sorge zu tragen, daß die bei den einzelnen Toren aufzustellenden lauttönenden Fernsprecher und Befehlsgeber nach dem Steuerhaus vor der Witterung genügend geschützt wurden. Es wurden deshalb auf der Schleusenmittelmauer drei Betriebshäuser für Schleusenwärter, je eines an jedem Schleusenhaupt, und zwei Aufenthaltshäuser für Schleusenarbeiter und Zollbeamte, ferner auf der Nord- und Süd-

mauer der Schleusen je ein Aufenthaltsraum für Schleusenarbeiter und die Maschinisten der Torantriebshäuser erbaut.

Die Grundrisse zeigen Abb. 77 bis 79. Die Betriebshäuser haben einen überdeckten Vorplatz erhalten, auf dem die lauttönenden Fernsprecher, die Befehlsgeber und Wasserstandsanzeiger untergebracht sind. Der Vorplatz liegt nach dem zugehörigen Schiebetor hin, damit der Schleusenwärter dieses bei Handhabung der Apparate im Auge behält. Die Aufenthaltshäuser enthalten neben den Unterkunftsräumen die erforderlichen Kohlenräume und Nebenräume zum Wegstellen von Geräten, Lampen, Fahrrädern usw. Die Bauart ist die gleiche wie bei dem Steuerhaus auf der Mittelmauer. Die Herstellungskosten haben betragen:

für ein Betriebshaus 2850 M, Einheitspreis 23,50 M/cbm;
für ein Aufenthaltshaus auf der Mittelmauer 2950 M, Einheitspreis 23,20 M/cbm;
für ein Aufenthaltshaus auf der Nord- und Südseite 5300 M, Einheitspreis 22,75 M/cbm.

Die Abb. 80 zeigt eines der drei Betriebshäuser. Die übrigen Gebäude sind in ihrer äußeren Gestaltung diesem Bilde ähnlich.

K. Schlußwort.

Vom Wasserbaudirektor Rogge.

Der Vorentwurf für die neuen Ostseeschleusen wurde vom Oktober 1906 bis März 1907 im Reichsamt des Innern von dem Geheimen Oberbaurat Eich und dem Verfasser bearbeitet. Der Vorentwurf schloß mit 24 800 000 M ab. In seinen Grundzügen — Schleusenabmessungen, Anordnung der Schiebtore, Ausbildung der Kammermauern — blieb dieser Vorentwurf die Unterlage für die spätere Einzelbearbeitung.

Der Schleusenbau gehörte zum Geschäftsbereich des Kanalbauamts V in Kiel, das während der gesamten Bauzeit von dem Verfasser geleitet wurde. Das Bauamt unterstand dem Kaiserlichen Kanalamt in Kiel; der Erweiterungsbau des Kaiser-Wilhelm-Kanals lag bei dieser Behörde in den Händen des Geheimen Baurats Hans W. Schultz, dem der damalige Regierungsbaumeister, jetzige Oberbaurat Wulle, und nach seinem Ausscheiden der damalige Regierungsbaumeister, jetzige Regierungs- und Baurat Wilhelm Groth, als Sachbearbeiter für die Schleusen- und Hafenbauten beigegeben war.

Der Einzelentwurf für den Schleusenbau wurde auf dem Kanalbauamt V von dem damaligen Regierungsbaumeister, jetzigen Ministerialrat Gährs bearbeitet, der auch in den ersten Jahren bis zu seiner Ernennung zum Vorstand des Kanalbauamts III in Rendsburg den Bau leitete. An seine Stelle trat dann der Regierungsbaumeister, jetzige Regierungs- und Baurat Prengel. Die Einrichtung der Baustelle, die Beschaffung der Baumaschinen und Baustoffe lag in den Händen des Regierungsbaumeisters, jetzigen Regierungs- und Baurats Prietze; nachdem dieser später an das Kanalamt berufen war, trat an seine Stelle der auf dem Felde der Ehre gebliebene Regierungsbaumeister Hinrichs. Die Schiebetore wurden zunächst von dem Regierungsbaumeister Höpfner bearbeitet, der nach kurzer Zeit in den Reichskolonialdienst übertrat; an seine Stelle trat der Regierungsbaumeister, jetzige Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Schinkel, dem auch die Antriebe der Schiebetore mitübertragen wurden. Die maschinellen Angelegenheiten beim Schleusenbau wurden bis 1913 von dem Regierungsbaumeister, jetzigen Regierungs- und Baurat Hufnagel, und von da ab von dem Regierungsbaumeister, jetzigen Regierungs- und Baurat Linnemann bearbeitet, dem seit Kriegsausbruch auch der gesamte Schleusenbetrieb oblag. Die Hochbauten wurden von dem Regierungsbaumeister, jetzigen Landesbaurat Klatt entworfen und ausgeführt. Außer den genannten Beamten war noch eine größere Anzahl jüngerer Regierungsbaumeister, preußischer und sächsischer Regierungsbauführer, badischer Ingenieure, Praktikanten, Diplom-Ingenieure, Bau- und Maschinentechniker, Maschinisten und Bauaufseher tätig, die alle mit Namen anzugeben, der Raum nicht gestattet.

Die beim Bau beteiligten Unternehmer sind in der Bearbeitung an den in Betracht kommenden Stellen bereits benannt. Es muß rühmend hervorgehoben werden, daß trotz der großen Anzahl neben- und nacheinander arbeitender Firmen Reibungen im Gesamtbetrieb niemals eingetreten sind. Auch Streitigkeiten zwischen der Bauleitung und den Unternehmern und Schiedsgerichte sind beim Schleusenbau so gut wie gar nicht vorgekommen. Es hatte das wohl in der Hauptsache seinen Grund darin, daß alle Beteiligten — Beamte und Unternehmer — wußten, daß schnelle und tüchtige Fertigstellung des Bauwerks im Interesse unserer Landesverteidigung unbedingt geboten war.

Auch mit den Handwerkern und Arbeitern sind während der gesamten Bauzeit, trotzdem in der angestrengtesten Weise gearbeitet werden mußte, keinerlei Schwierigkeiten entstanden. Die Leute arbeiteten sehr viel in Akkord und brachten es dabei auf für damalige Verhältnisse gute Tagelöhne. Zur Zufriedenheit der Leute trug auch wesentlich bei, daß die Bauverwaltung in der Nähe der Schleusenbaustelle zwei große Baracken — je eine für Arbeiter und Handwerker — errichtet hatte, in denen alles geboten wurde, was man vom sozialen und hygienischen Standpunkte aus billigerweise verlangen kann. Ein Streik ist während der siebenjährigen Bauzeit bei keiner der verschiedenen Arbeiter-Kategorien vorgekommen. Auch schwerere Unglücksfälle sind nur in verschwindend kleiner Zahl zu beklagen gewesen.

Die Gesamtausführungskosten des Schleusenbaues belaufen sich nach der Abrechnung auf rund 19 500 000 M. Gegen den mit 24 800 000 M abschließenden Vorentwurf ist daher eine Ersparnis von 5 300 000 M erzielt worden. Dieses günstige Ergebnis ist in erster Linie auf das Gelingen der Grundwassersenkung, sodann aber auch darauf zurückzuführen, daß die Bauverwaltung alle schwierigen und vorher schwer einzuschätzenden Arbeiten selbst ausführte, den Unternehmern somit das Hauptrisiko abnahm.

Als Termin für die Fertigstellung der gesamten Kanalerweiterung war der 1. April 1914 gesetzt worden. An diesem Tage waren auch die neuen Ostseeschleusen so weit, daß die größten Kriegsschiffe sie mit Sicherheit durchfahren konnten; es fehlten nur noch Restarbeiten an den Leitwerken. Als erstes der neueren Großkampfschiffe ging das Linienschiff „Kaiserin“ ohne Schwierigkeiten durch die neuen Schleusen. Am 24. Juni 1914 wurden die Schleusen nach einem festlichen Weiheakt dem Verkehr übergeben. (Abb. 78.)

Während des Krieges haben die neuen Schleusen als Bestandteil unserer Wehrmacht zur See vollauf ihre Aufgabe erfüllt. Bei den zahlreichen Flottendurchfahrten von West nach Ost oder umgekehrt sind Stockungen im Schleusenbetriebe nicht vorgekommen.



Abb. 81. Ueberblick über die fertigen Schleusen nebst Vorhäfen.

Ueber Zerstörung von Staudämmen.

Vom Regierungs- und Baurat **Ziegler** in Clausthal.

Staudämme werden durch die lebendige Kraft des Wassers zerstört: $\frac{mv^2}{2} = \frac{Q}{2g}\,2\,gh = Qh =$ Wassergewicht mal Gefälle.

I. Der einfachste Fall ist die Ueberströmung: Bildung von Kolken, Vertiefung und Schwächung einzelner Stellen, Vermehrung und Konzentrierung der Wassermassen daselbst — Bruch. Das Mittel dagegen sind reichliche, einfache Ueberfälle, vor Eis und Verstopfung geschützt, möglichst unabhängig vom Damm, wenigstens Ueberfallsohle in genügender Tiefe unter Dammkrone, Fundamente und Kaskaden im Felsen.

II. Verwickelter ist die Entstehung von Angriffen der lebendigen Kraft infolge von Sickerungen. Man unterscheidet:

1. Sickerungen durch den Dammkörper. Sie können nur bei frischen oder ausgetrockneten Dämmen, minderwertiger Bauweise oder bei gänzlich ungeeignetem Baustoff vorkommen. Wirkung wie bei I. durch das freie Gefälle an der luftseitigen Böschung. Die Oeffnung von Sickerungsadern durch Wühler ist wenig wahrscheinlich. Sie sollen nicht tiefer als 1,5 m in die Erde eindringen, können ihre Gänge nur in plastischem Boden treiben und offen halten.

2. Sickerungen durch die Talhänge äußern sich in Verwitterung und Rutschungen.

3. Sickerungen längs Gründungsfugen, Walzhäuten, Felsrippen, Fremdkörpern, Entnahmeleitungen, Spundwänden, Maueranschlüssen und sonstigen Einbauten.

4. Untergrundaufbrüche von Stauwasser, welches durch Freilegung der Beckensohle — Bachbett, Bodenentnahme — eingedrungen ist, die Untergrunddichtungen umflossen hat und im unbelasteten Boden unterhalb des Dammes einen Ausweg findet.

5. Durchbrüche infolge Böschungsrutschungen, Freilegung oder Beschädigung der Dammdichtungen.

6. Durchbrüche infolge von Sackungen oder Aufhängung des Dammes, Bildung von Trockenrissen.

7. Durchbrüche infolge Beschädigung und Undichtigkeiten der Entnahmeleitungen.

Die Gefährlichkeit der Sickerungen für den Bestand des Dammes hängt einerseits von der Nachhaltigkeit der Speisung der Sickeradern, ihrem Querschnitt und Gefälle, andererseits von der Beschaffenheit, der Verspannung, der Korngröße, Schwere des berührten Schüttungsmaterials, der Möglichkeit und der Wirksamkeit der Spülung, den Widerständen, der Offenhaltung des Spülkanals, dem Querschnitt und den Form- und Konsistenz-Aenderungen des Dammes und Untergrunds ab. Die außerordentliche Gefahr, welche durch Undichtigkeiten entstehen kann, ist richtig erkannt worden, hat aber die Aufmerksamkeit sehr vieler Ingenieure so ausschließlich auf die Dichtigkeit gelenkt, daß man darüber die erste Hauptbedingung, die Standfähigkeit beinahe vergaß. Die Sicherheit der beiden Dammböschungen — des Steilhangs der Luftseite und des Steilufers der Wasserseite — wird in viel höherem Grade durch reines, steiniges als durch plastisches oder gemischtes Dammaterial gewährleistet. Der natürliche steilere Böschungswinkel steinigen Baustoffs wird von der Durchtränkung wenig geändert, Spüladern schließen sich durch Nachfall, die Durchtränkungslinie wird in steilem Abfall innerhalb des Dammquerschnitts gesenkt und dadurch der freie Austritt des Wassers an der luftseitigen Böschung verhindert. Der Widerstand gegen Ausspülung ist größer. Bei geeigneter filterartiger Anordnung der Schichtungen und Korngrößen ist auf Selbstdichtung zu rechnen. Die wasserseitige Entwässerung des durchtränkten Dammes bei sinkendem Spiegel ist gefahrlos, die luftseitige innerhalb der Gründungsfläche leichter durchführbar. Das Sackmaß des ganzen Dammes wird geringer.

Die Herstellung der Dämme aus plastischem Material oder mit plastischen Dichtungsdecken hat mit Recht dazu Veranlassung gegeben, ihre Höhe auf 15 bis 20 Meter zu beschränken.

Diese Bauweise ist nur gerechtfertigt, wenn:

I. Kein anderer Dammschüttungsboden erhältlich.

II. Eine ausgezeichnete Güte und Gleichmäßigkeit des Bodens gestattet, denselben in sorgfältigster Arbeit zu einem piseeartigen Körper zu verdichten und in voller Grundfugenbreite in gleichwertige Untergrundschichten einzulassen — Vorbedingungen, die selten oder nur mit großen Kosten zu erfüllen sind. Hierbei können steile Böschungen (französische Bauweise) mit starker, allenfalls abgetreppter Schutzdecke oder flache Böschungen (große Massen) mit Steinbewurf oder Pflasterung zur Verwendung kommen. Starre Decken werden bei sinkendem Spiegel durch den inneren Ueberdruck — unter ungünstigen klimatischen Verhältnissen verstärkt durch das Gewicht angefrorener Eismassen — abgehoben. Auf plastischer flacher Unterlage sind sie gänzlich zu verwerfen.

III. Wenn durch Wasser leichtbeweglicher Boden in großen flachen Querschnitten durch eine plastische Böschungsdecke gedichtet und durch Steinbestürzung und Pflasterung geschützt werden muß (Willgaiter und Wiekauer Damm Königsberg, Laugenbehälter der Kalifabriken).

Flache Böschungen und dichtes Material heben die Durchtränkungslinie und sichern nicht gegen Rutschen, Fließen und Reißen.

Die Böschungsdichtung auf unsicherer sackender Dammunterlage bildet selbst einen Rutschkörper und eine Rutschfläche für das Schutzmaterial. Sie bietet die größtmögliche Angriffsfläche, in unsicherer, ungeschützter Lage, kostspielig in Bau und Unterhaltung. Ihr Eingriff in die Talhänge und ihr Anschluß im scharfen Knick an die Untergrunddichtung ist statisch höchst unbefriedigend, die dichte Durchführung der Entnahmeleitung äußerst schwierig. Bei Böschungsbeschädigungen und Rutschungen steht dem Stauwasser der Eintritt in den Damm offen. Außer einer Hauptdichtung sind weitere Dichtungswände nur insoweit zulässig, als sie die Durchtränkungslinie nicht heben, also nicht viel über Grundfugenhöhe.

Jedes standfähige Schüttungsmaterial mit großem Böschungswinkel wäre dem sperrigen, klebenden, kostspieligen, wenig widerstandsfähigen plastischen vorzuziehen, wenn man genötigt ist, den Anschluß an dichte Untergrundschichten durch eine Dichtungswand (Schürze) herzustellen. Die übermäßige Sicherheit des Dammes allein gegen Undichtigkeiten wäre ja dann gerade im Punkte des höchsten Staudrucks nicht vorhanden. Eine verhältnismäßig dünne Wand reicht aber vollständig aus, die Bildung geschlossener Sickerungsadern zu verhindern, wenn sie nur selbst gegen Angriffe und Formänderung geschützt ist. Dies ist aber nur der Fall bei einer Dichtung, die in senkrechter glatter Wand den Talquerschnitt von den dichten Schichten des Untergrunds bis zur Dammkrone abschließt und stützend und schützend vom Damm eingehüllt wird. Ein solcher „Kern" wird massiv zweckmäßig in symmetrischem Trapezquerschnitt aus Mauerwerk, Beton, Eisenbeton, allenfalls mit Wellblecheinlage, hergestellt, wenn der Felsuntergrund erreichbar ist, aus plastischem Material mit oberhalb und unterhalb der Gründungsfuge trapezförmig abnehmender Stärke (zwei Keile mit den Rücken im gefährdetsten Punkte zusammenstoßend), wenn nur dichte Untergrundschichten erreichbar sind (Abb. 1). Im ersten Fall klemmt das Dammaterial den Kern ein. Im letzteren Fall kann auch der Kern selbst sacken und klemmt sich in den Baugrubenschlitz. In solcher Lage kann das freie Stauwasser nicht an das Dichtungsmaterial heran. Selbst wenn eine gewisse Wasserbewegung durch den Damm nach der Luftseite hin einträte, so wird in der vorgelagerten wasserseitigen Dammasse die Wassermenge so vermindert und die Geschwindigkeit so verzögert, daß statt der Spülwirkung eine Filterwirkung zu erwarten ist. Die geringen Sickermengen verschwinden in dem luftseitigen Gerölle, selbst ohne künstliche Entwässerung, allein durch Verdunstung.

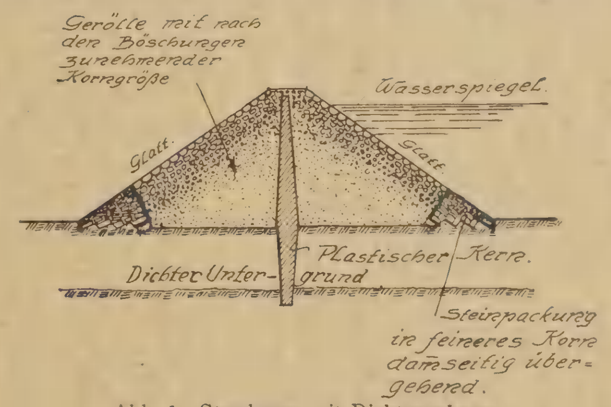


Abb. 1. Staudamm mit Dichtungskern.

Ebenso können im Steinmaterial der luftseitigen Böschung größere Niederschlagsmengen unschädlich aufgenommen werden. Es ist sogar denkbar, den Kern eines Gerölldammes durch zweckmäßig angeordnete Filterschichten zu ersetzen. Besondere Sorgfalt ist dem Umstand zuzuwenden, daß die Dammfüße den möglichst glatten Böschungen einen Halt bieten und den unschädlichen Ein- und Austritt des Wassers gestatten.

Eine den Damm durchdringende Entnahmeleitung muß unter allen Umständen auf dem Felsen ruhen. Läßt sich dies nicht erreichen, so muß die Entnahme unabhängig vom Damm durch Stollen oder Heber bewirkt werden. Aehnliches gilt für den Ueberfall. Einer weit verbreiteten, aus der üblichen statischen Berechnung massiver Mauerquerschnitte stammenden Annahme entgegen wirkt nicht nur die wasserseitige Querschnitthälfte, sondern der ganze Damm, einschließlich des Kerns, solidarisch gegen den Wasserdruck. Das wird zum Beispiel bei gespülten Dämmen anstandslos angenommen. Es steht nichts im Wege, wie dort das Stütz- und Dichtungsmaterial allmählich ineinander übergehen zu lassen, was mit viel größerer Sicherheit bei trockner Ausführung geschehen kann.

Die Standfähigkeit von Dämmen rechnungsmäßig oder gar mit Hilfe des Trapergesetzes*) nachzuweisen, muß als ein aussichtsloses Unternehmen betrachtet werden. Für Sperrmauerquerschnitte ist die durch das Trapezgesetz nachgewiesene Verteilung der senkrechten Pressungen der wagerechten Fuge unwahrscheinlich. Ueberdies ist nicht die Höhe der senkrechten Pressungen, sondern der wagerechte Widerstand des Untergrundauflagers in erster Linie für die Standfähigkeit maßgebend. Das Trapezgesetz ist ein Ueberschlagsverfahren und kann höchstens den Zusammenhang mit bewährten Sperrmauerquerschnitten und eine zweckmäßige Verteilung der Massen über den Querschnitt sichern. (Vergl. Bautechnik 1923, Heft 48/50). Insofern besitzt ein Erddamm e r f a h r u n g s m ä ß i g und bei sachgemäßer Ausführung t a t s ä c h l i c h dieselbe Sicherheit wie eine Mauer.

Den meisten deutschen Ingenieuren schwebt als Vorbild von Staudämmen der Fluß- und Seedeich vor, und sie werden in dieser Auffassung durch die Bauweise des über Elsaß-Lothringen eingeführten einheitlich dichten Dammes bestärkt**). Was aber in den steinarmen, lehm- und klaireichen Niederungen für Dämme von Hunderten von Kilometern Länge, die wenige Tage oder Wochen einen geringen Stauüberdruck g e g e n den Grundwasserabfluß auszuhalten haben, einerseits genügt, andererseits wegen der Kosten unvermeidlich ist, das kann nicht maßgebend sein für Dämme, die im „steinreichen" Gebirge unter e i n s e i t i g e m hohen Staudruck dauernd einen unbedingt dichten Abschluß gewährleisten müssen. Als urdeutsches Muster für Staudämme können cum grano salis die Oberharzer Geröllldämme mit Dichtungskern dienen. Sie haben sich im Laufe der Jahrhunderte mit geringen Unterhaltungskosten tadellos bewährt.

Aus den nachfolgenden Beschreibungen von Dammbrüchen folgt der Nachweis, daß die vorstehend kurz zusammengefaßten Grundsätze über die Art der Zerstörung und die daraus abgeleiteten Gesichtspunkte für den Aufbau richtig sein dürften. In meinem Talsperrenbau, zweite Auflage S. 132 und 352 und folgende sind bereits eine Anzahl Dammzerstörungen geschildert, so z. B.:

Die Sackungen des gespülten Gatundammes des Panamakanals und die Rutschungen am Necaxadamm infolge Innendrucks der flüssigen Spülmassen; der Bruch des Zunidammes durch Sickerungen im Talhang, des Snake Riverdammes infolge ungenügenden Anschlusses in der Gründungsfuge, des Cranevalleydammes und Daledikedammes, veranlaßt durch Sackungen und Undichtigkeiten der Entnahmeleitungen, und endlich die Brüche durch Ueberströmungen infolge unzureichender oder verstopfter Ueberfälle — Lac Laurent, Du Plessis, Berthaud, Williamsburg, Tabia Wallnutgrove, Johnstown, der untere Otaydamm und andere.

Auf die Zerstörung des Umleitungs-Dammes der Bobersperre (Cuchiero, Berlin 1914, Verlag für Fachliteratur Seite 16. Abbildung 9 und 10) und auf die Böschungsrutschungen der Dämme von Vassy, Cercey, des Solinger Vordammes und des Dammes von Kubel möchte ich hinweisen.

*) Vergl. Mattern Hdb. d. I. S. 170/71, Z. d. V. D. I. 1918, S. 760.

**) Vergl. die Ausführungen in den betreffenden Abschnitten der preußischen Anleitung über den Bau und Betrieb von Sammelbecken und des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften.

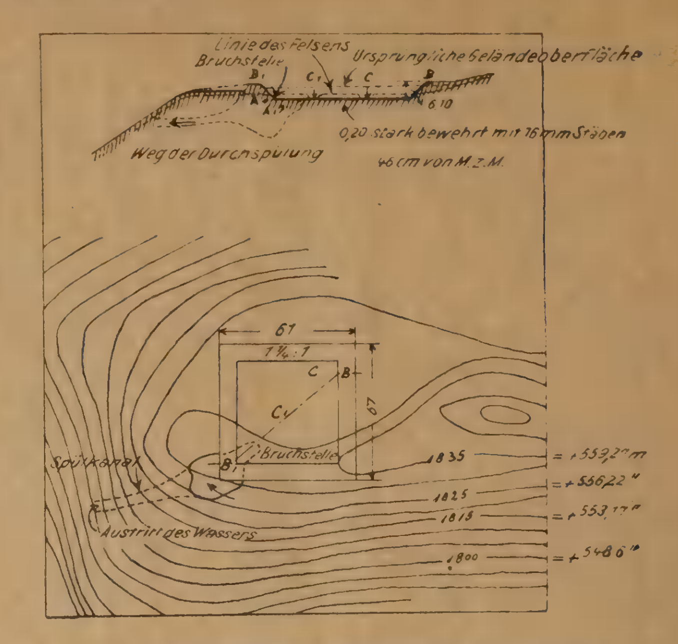


Abb. 2. Wasserbehälter in Johnson City, Tennessee.

Der skizzenhafte Charakter der nachfolgenden Beschreibungen hat folgende Ursachen:

I. Teilweise trat der Bruch erst nach Jahren ein, so daß die im Bauvorgang liegenden Fehler nicht mehr genau festzustellen waren.

II. Ferner waren Beobachter der Katastrophen nicht immer vorhanden oder wenigstens in einem solchen Augenblick nicht imstande, geeignete sachliche Beobachtungen zu machen.

III. Endlich war die Zerstörung meistens eine so gründliche, daß auf die einleitenden Ursachen nur vermutungsweise geschlossen werden konnte, ganz abgesehen von vorgefaßten Meinungen und Beschönigungsversuchen.

T e i l w e i s e r B r u c h e i n e r B e h ä l t e r - A u s k l e i d u n g i n J o h n s o n C i t y , T e n n e s s e e (E. N. 69/234*) E. R. 67/600).

Das Becken von 15000 cbm Inhalt, (Abb. 2), liegt auf einem Höhenrücken 44 m über mittlerer Pflasteroberkante der Stadt. In Oberkante gemessen hat es 61 m Quadratseite und ist 6,10 m tief, Böschungen 1¼ : 1; die Betonbekleidung 1 : 2 : 4 ist 20 cm stark mit Drahteinlagen von 16 mm Durchmesser in Maschen von 38 cm Quadratseite. Die Bewehrung hatte keine statischen Zwecke, sondern „sollte nur Ausdehnungsfugen verhindern". Eine Verstärkung der Bewehrung an den Böschungsfüßen oder Zusammenstößen alten und neuen Betons der Bauausführung fand ebensowenig statt wie eine Dichtung der Oberfläche. Es bildeten sich viele Risse.

Der Untergrund ist ein leicht löslicher blauer Kalkstein, verworfen und gerissen mit Fugen und Hohlräumen. Das Becken ruht zum größten Teil auf solchem Boden. Doch an der Stelle, wo der

*) E. N. = Engineering News Bd. 69 S. 234, E. R. 67/600 = Engineering Record Bd. 67 S. 600, C. N. = Current News.



Abb. 3. Erindale-Damm, Ansicht der Bruchstelle.



Abb. 4. Erindale-Damm, Wasserüberlauf über die Kernmauer nach dem Bruch.

Bruch erfolgte, scheint der Fels plötzlich auszukeilen und der Bau steht auf natürlicher Erde (natural earth). An dieser Ecke B erschien beim Aushub eine Felsspitze A, welche durch Sprengen entfernt wurde. Nachträglich erwies sie sich als zu einem Felsblock von etwa 6 cbm Inhalt gehörig. Derselbe fand sich nach dem Bruch 2,44 m tief auf einer Kalkbank versackt (A).

Die Füllung des Behälters begann am 8. 1. 12 und erreichte bis zum 10. 1. mittags 2 Uhr, als der Bruch sich vollzog, 5,10 m Wassertiefe. Unter der Bruchstelle fiel eine Höhlung etwa 10,6 m tief senkrecht ab, erstreckte sich noch 9 m unter Beckensohle und erschien am Talhang etwa 60 m vom Beckenrand. Es war nicht festzustellen, ob sich an dieser Stelle ein offener Hohlraum befunden hat oder ob derselbe mit Erde ausgefüllt war. Die Beckensohle ist auf etwa 9×9 m in der Ecke der Bruchstelle versackt. Der Durchbruch 1,8 × 2,4 m war nur eine Folge der auf der unterspülten Betonbekleidung ruhenden Wasserlast. Der Beton war an der Bruchstelle 18 cm stark und, trotzdem er bei Frost gestampft, gut, die Bewehrung und die Stoßdeckung der Drähte unverletzt.

Zerstörung des Erindale-Dammes am 6. IV. 12. E. R. 65/457 u. C N. v. 27. IV. 12.

Der Damm staut seit 1910 den Creditriver 24 km westlich Toronto zu einem Becken von 0,8 qkm für Kraftzwecke auf. Das Niederschlagsgebiet beträgt 1170 qkm. Die Länge des Bauwerks von 213 m schließt einen massiven Betonüberfall in der Mitte von 29,26 m Länge, 1,83 unter Dammkrone und eine daranstoßende dreiteilige Grundschleuse von 23 qm Lichtöffnung zwischen Flügelmauern ein. Die Kernmauer von 1,52 m Basis und 0,46 m Kronenbreite steht auf hartem tonigen Sandstein und ragt 10,67 m über Flußbett. Die überhöhten luftseitigen Strebepfeiler im Abstand von 10 m, deren Begrenzung — anscheinend 1:2 — mit der Erdböschung zusammenfällt, tragen eine Brücke. Schon beim Bau wurde am 7. III. 10 die noch frische und naß hinterfüllte Kernmauer des einen Dammendes durch eine Hochflut, welche sie um 1,5 m überströmte, auf 30 m Länge bis zum Felsen hinweggerissen. Trotzdem wurde der stehengebliebene Ueberfall nicht erweitert. Die Hochflut vom 6. IV. 12 spülte an 13 oberhalb gelegene Holzkistendämme hinweg und überströmte die Dammkrone mit 420 cbm/Sek, (Abb. 3 u. 4). Die Anschüttung zwischen den Strebepfeilern wurde binnen einer halben Stunde hinweggespült und die Kernmauer brach auf 40 m Länge in einer Fuge 4,57 m unter Krone.

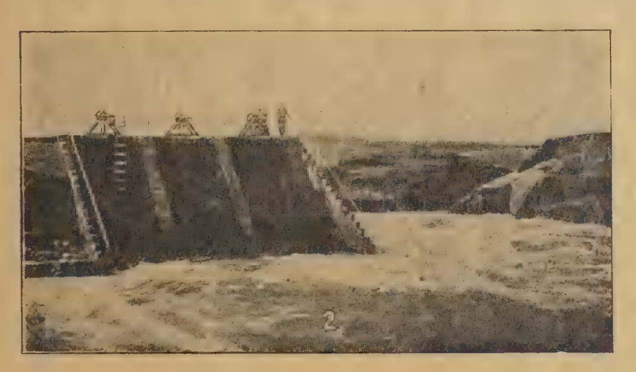


Abb. 5. Davis-Damm, Bruchstelle von unten gesehen.

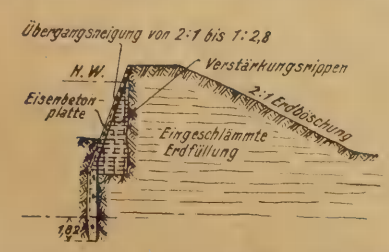


Abb. 6. Davis-Damm, Querschnitt an der Bruchstelle.

Der Davis-Damm (E. N. 72/516).

Die Entnahmeschleuse des Davisdammes, 12 m hoch, steht auf Hardpan*), war mangelhaft hinterfüllt und an den anstoßenden Damm angeschlossen. Sie wurde hinterspült und der Damm weggerissen. (Abb. 5 u. 6.) Das Becken von 58 Mill. cbm Inhalt diente für die Turlockbewässerung (Kalifornien) und wird von einem Obergraben des Lagrangebeckens gespeist. Es ergoß sich nach dem Bruch in den Tuolumnefluß

Der Standleylake-Damm, Denver Colorado (E. N. 72/326)

wurde 2,1 km lang von 34,5 m größter Höhe, 1:2 geböscht mit 2 Bermen luftseitig, 1909 bis 1911 von Gerüsten aus geschüttet. Er wurde weder angenäßt, noch gestampft, gewalzt oder gepackt. Sackungen bis zu 10 v H der Dammhöhe traten ein. Die Stauhöhe 1913 erreichte 24 m, 1914 bis 25,3 m über Entnahmekanal. Im Juli 1914 rutschten etwa 90 m Länge luftseitig bis zur wasserseitigen Dammkronenkante ab und bauchten am Fuße des Dammes aus. Die Linie der steckengebliebenen Schüttgerüste wurde um 3,0 bis 4,5 m verschoben. Man begnügte sich damit, den Beckenspiegel bis auf 20 m über Entnahmekanal zu senken und das Bauwerk scharf zu beobachten.

Dallas-Damm in Texas (E. R. 64/742).

Zur Verbesserung der Wasserversorgung der Stadt Dallas ist im White Rock Creek ein Damm von etwa 12,2 m Höhe erbaut, welcher etwa 26 Mill. cbm aus einem Niederschlagsgebiet von 300 qkm aufstaut. (Abb. 7 bis 10.)

Eine Schleife des Baches wurde, soweit sie innerhalb zukünftiger Gründungsfläche lag, durch einen im gewachsenen Boden (Ton mit Kieseinlagerungen und Beimischungen) eingelassenen Betondurchlaß von 1,22 m Breite und 1,83 m Höhe abgeschnitten. Mit Holzschütz versehen, diente er zur Abführung des Baches während der Bauzeit. Zur Abdichtung des Untergrundes wurde unter zukünftiger Dammkrone quer durch das Tal ein Graben ausgehoben, in diesem eine Holzspundwand eingerammt und mit Tonschlag eingedichtet. Die Spundwand ist aus Gelbfichte 0,076 × 0,305 und unter dem Bachbett 4,88 m lang. Sie bewirkte einen Stau von 0,91 m in einigen Schürflöchern oberhalb des Dammes.

Der Damm ist in 30 cm angenäßten Schichten von zwei ausbalancierten Seilbahnen aus geschüttet (Eimer 2¼ und 3 cbm Inhalt) und mit gerillten Walzen (15 t) verdichtet, nachdem vorher der Untergrund durch Pflügen (15 cm tief, 46 cm Abstand) aufgerauht war. Der oberste Teil der Dammhöhe ist mittels Kippkarren, durch kleine Bagger beladen, geschüttet.

In den Felsen des linken Talhangs ist eine Ueberfallkaskade, 137 m breit, 3,5 m tief eingeschnitten, in den rechten ein Stollen, 1,83 × 2,44 nach der Pumpstation getrieben. Nach Vollendung des Dammes wurde der Bachdurchlaß wasserseitig dicht hinter dem Einlaßschütz mittels eines Betonpfropfens und einer Tonausstampfung bis unterhalb der oberen Berme verstopft. Trotz der Halsbänder drang aber Wasser bis in den offen gebliebenen luftseitigen Teil des Durchlasses. Derselbe ist wahrscheinlich durch die Dammlast in den Boden gedrückt und es hatten sich Biegungsrisse in Seitenwänden und Decke gebildet. Es scheint nun ein Raum von

*) Hardpan ist ein durch Kalk und Eisen zementierter kiesiger Ton oder toniger Kies.

Abb. 7 und 8. Dallas-Damm, Querschnitt mit Grundablaß und Querschnitt der Ueberfallseitenmauer.

Abb. 9 und 10. Dallas-Damm, luftseitige Ansicht und Grundriß.

1,52 m Länge im Durchlaß offengeblieben und luftseitig davon in der Tonausfüllung ein 25-mm-Rohr eingebettet zu sein. Durch dieses ist dann Preßzement 1 : 3 unter 1,4 Atm. Druck eingetrieben, und nachdem das Rohr keinen Wasserabfluß mehr zeigte, auch der übrige Teil des Stollens abwechselnd mit Ton und Beton gefüllt.

Die Dichtung ist gelungen. Sie zeigt aber, daß man die Entnahmeleitungen — sie mögen aus Rohren oder Kanälen bestehen — auf Fels fundieren muß, damit der Damm sie nicht in den Boden drückt oder sich an ihnen aufhängt, was unweigerlich zu Undichtigkeiten und Sickerungen Veranlassung gibt.

Damm 4 der Coloradospringswasserwerke (E. R. 66/223).

Der Damm ist aus zersetztem Granit geschüttet, welcher Schürflöchern beiderseits desselben entnommmen wurde. Lehm oder Ton konnten nur in verschwindenden Mengen gewonnen werden. Das Ostende des Dammes bedeckt einen kleinen Hügel zersetzten Granits, durch welchen Sickerungen von 27 bis 54 Sekundenliter erfolgten. Am 22. Juni 1912 wurden bei einem Stau von 1,22 m unter Ueberfallkrone 3,35 m unter Dammkrone auf der Luftseite 8 m unter Dammkrone Sickerungen entdeckt. Eine Anzahl von großen Löchern wurden in der Außenböschung ausgewachsen, von denen sich einige bis zur Krone erstreckten. Die Dammböschung war durch einen schweren Schneefall aufgeweicht. Schon bei einer so rasch als möglich vorgenommenen Senkung des Stauspiegels um 0,45 m hörten die Sickerungen beinah gänzlich auf. Es wurde indessen noch um 1,37 weiter abgesenkt.

In den Rutschflächen ließ sich eine Schicht dichten Materials, eine sogenannte „Walzhaut", erkennen, welche sich auf 150—180 m ziemlich gleichmäßig längs des Dammes erstreckte. Ueber dieser Lage, welche aus einem Schürfloch mit lehmigerem Material entnommen zu sein scheint, erfolgte die Durchsickerung. Eine Stauhöhe von 4,72 m unter Krone wurde für zulässig erachtet.

18 Dammbrüche durch die Märzfluten 1912.

E. R. 67/475 u. 439 enthält die Beschreibung der Beschädigungen, welche die Märzfluten 1912 neben vielen anderen Schäden an den Speisewasser-Talsperren des Ohio und des Miami- und Eriekanals anrichteten. Es sind sehr inhaltreiche Becken (Grand reservoir 127 Millionen Kubikmeter) mit meilenlangen aber sehr niedrigen Erddämmen (nicht über 8 m), meist Mitte des vorigen Jahrhunderts angelegt, welche teils vom Wellenschlag, teils durch Ueberströmung arg beschädigt wurden. Eigentliche Durchbrüche

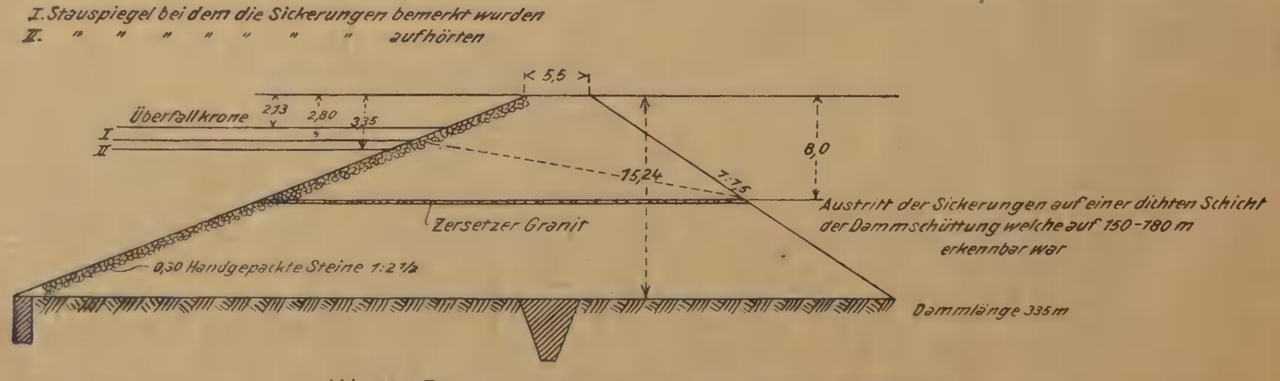


Abb. 11. Damm 4 der Coloradospringwasserwerke, Querschnitt.

konnten, bis auf die Auswaschung eines Nebendammes, durch Kiesauffüllung, Sandsäcke und Stülpwände verhindert werden. Es zeigte sich aber, daß selbst der höchste Sekundenabfluß, welcher für die Berechnung der Ueberfälle angenommen war, 1,2 cbm/sec/qkm, übertroffen wurde.

In E. R. 67/426 sind 18 Dammbrüche des Jahres 1912 nach Bauweise und vermutlichen Ursachen zusammengestellt, soweit sie veröffentlicht sind. Man muß sich aber hüten, daraus einen Schluß zugunsten oder ungunsten einer oder der anderen Bauweise zu ziehen, wie dies hier anscheinend beabsichtigt ist.

Bauweise	Unfälle Zahl	Prozentsatz
Mauerwerk	4	22,2
Beton	6	33,3
Erddamm	3	16,7
Erddamm mit Kern	5	27,8
	18	100,—

Ein Prozentsatz dürfte nur auf die Anzahl aller in jeder Gruppe vorhandenen Bauwerke unter Berücksichtigung ihres Alters berechnet werden. Aber selbst dann würden noch sehr viel Umstände die Richtigkeit des Urteils beeinflussen: Beschaffenheit des Untergrundes und Materials, Abmessungen des Dammes, Zeit und Sorgfalt der Herstellung, Bauweise und Abmessungen der Ueberfall- und Entnahmeeinrichtungen u. a. Ein zutreffenderes Bild geben schon die Zerstörungsursachen:

Zerstörungsursachen	Unfälle Zahl	Prozentsatz
Ueberströmung (Fehler in der Anordnung einschließlich ungenügender Ueberfälle	3	16,7
Verwitterung (ungenügender Querschnitt)	2	11,1
Umkippen (ungeeignete Materialien)	2	11,1
Gleiten in der Gründungsfuge (Vernachlässigung der geologischen Beschaffenheit einschließlich Standfähigkeit	3	16,7
Unterspülung (Durchlässigkeit d. Untergrundes)	8	44,4
	18	100

Gewöhnlich treffen mehrere Ursachen der Zerstörung zusammen. Die bei weitem überwiegenden sind in ungünstiger Beschaffenheit des Untergrundes zu suchen. Von den 18 zerstörten Bauwerken waren nur zwei auf „Fels", eins auf klüftigem Kalkstein, eins auf zersetztem Granit, die übrigen auf Schiefer, Kies und Geschiebe gegründet.

Alle Mauerwerksdämme:

Oswego N. Y. E. R. 65/401	Unterspülung
Owasco N. Y. E. R. 65/476	Unterspülung
Rockport N. Y. E. R. 65/681	Umkippen
Nashville Tam E. R. 66/539	Gleiten in der Gründungsfläche.

Alle Betondämme (6):

Janesville Wisconsin 65/45	Unterspülung
Bowriver Alberta 66/376	Unterspülung
Ellwha Wash. 66/600	Unterspülung



Abb. 12. Bruchstelle nach dem Beckeninnern gesehen.

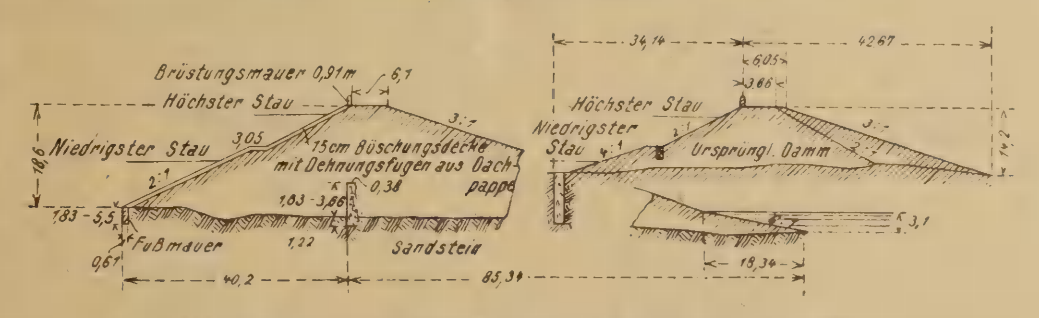


Abb. 13 und 14. Querschnitt bei Stat. 2 + 00 (neu) und Stat. 0 (alt).

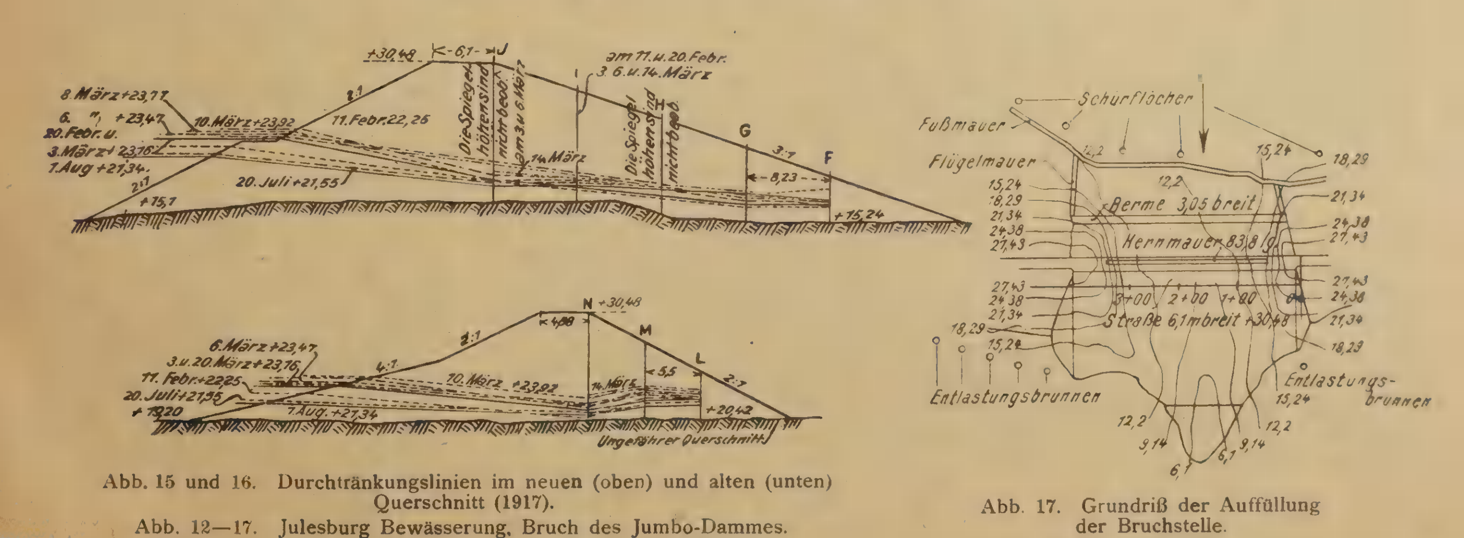


Abb. 15 und 16. Durchtränkungslinien im neuen (oben) und alten (unten) Querschnitt (1917).

Abb. 17. Grundriß der Auffüllung der Bruchstelle.

Abb. 12—17. Julesburg Bewässerung, Bruch des Jumbo-Dammes.

Westport N. Y. — } Gleiten in der Gründungsfuge
Dam 26 Ohio 66/177
Shippinsburg 65/179 Umkippen

Drei Kernmauerdämme:

Daltondamm N. Y. — }
Ansonia Conn. } Unterspülung
Hornell N. Y. }

und ein Erddamm:

Union Bay Canada,
verunglückten alle infolge der mangelhaften Untergrundbeschaffenheit und Dichtung.

Zwei der Kernmauerdämme Winston N. C. und Toronto Canada E. R. 65/457 wurden überströmt und zwei der Erddämme:
Lebanon Pa
Colorado Springs E. R. 66/223
zeigten Rutschungen der Außenböschungen.

Aus der letztern Aufzählung (aus dem Text des Aufsatzes entnommen), die mit der Zusammenstellung desselben nicht übereinstimmt, ersieht man die Unsicherheit über die Ursachen der Zerstörung.

Julesburg-Bewässerung, Colorado. Bruch des Jumbo-Dammes 11. März 1910 (E. R. 63/467 u. E. N. 66/447).

Der gebrochene Damm ist einer von sechs, welche im Jahre 1905 erbaut, ein Becken von 35 Mill. cbm Inhalt und 6,4 qkm Oberfläche für die Bewässerung von 10 qkm Land einschließen. Das Becken wird durch einen Zubringerkanal von 32 km Länge vom South Platteriver aus gespeist (Abb. 12 bis 17).

Die Gründungsfläche des Dammes wurde gleichlaufend zur Längsrichtung des letzteren in Furchen von 0,61 m Abstand gepflügt. Auf die aufgebrochenen Rasen wurde die Schüttung, nur durch die Räder der Gespanne verdichtet, in 1,22 m hohen Schichten aufgebracht. Die Höhe des Dammes an der Bruchstelle war 16,76 m, die Kronenbreite 13,66, die Böschung 1 : 2, welche wasserseitig im untern Teil in 1 : 4 übergeht.

Die Felsschichtung des Untergrundes wurde als „von sehr offenem und porösem Charakter" festgestellt. „Das fließende Wasser hatte die Sandfüllung der Taschen und Höhlungen des Felsens ausgespült und eine solche Tiefe erreicht, daß der hydrostatische Druck genügte, die darüberliegende Masse von Erde und Fels emporzuheben." Der erste Bruch erfolgte am luftseitigen Dammfuß in 11 m Tiefe unter Erdoberfläche.

Die Wiederherstellungsarbeiten scheinen sich nicht viel weiter als auf die Untergrunddichtung und Ausfüllung der Bruchstelle mit einem flacheren, sorgfältiger hergestellten und besser befestigten Dammquerschnitt erstreckt zu haben. Es wurde daselbst unter wasserseitiger Kronenkante eine Herdmauer von 83,8 m Länge, 1,22 m tief in den Felsen eingelassen, welche denselben 1,83 bis 3,66 m überragt.

Ferner wurde am wasserseitigen Dammfuß eine ähnliche Mauer 0,61 m stark durch den losen Boden und die Schichtungen 1,83 bis 5,5 m tief eingelassen, welche auch noch den Fuß der stehengebliebenen Dammteile schützt. Von derselben zweigen an den Bruchenden in den Damm einbindende Flügel ab. Dieselben und das Zwischenstück dienen als Fuß einer Böschungsdecke von mindestens 15 cm Stärke, welche in der Krone zu einer senkrechten Brüstungsmauer mit Wellenbrecher aufgebogen ist.

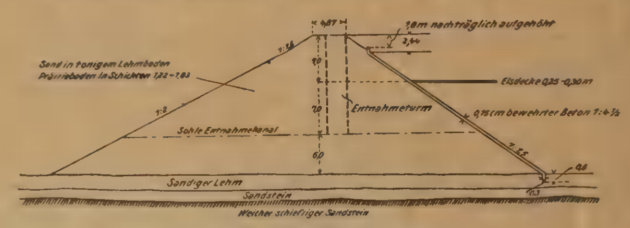


Abb. 19. Großer Querschnitt.

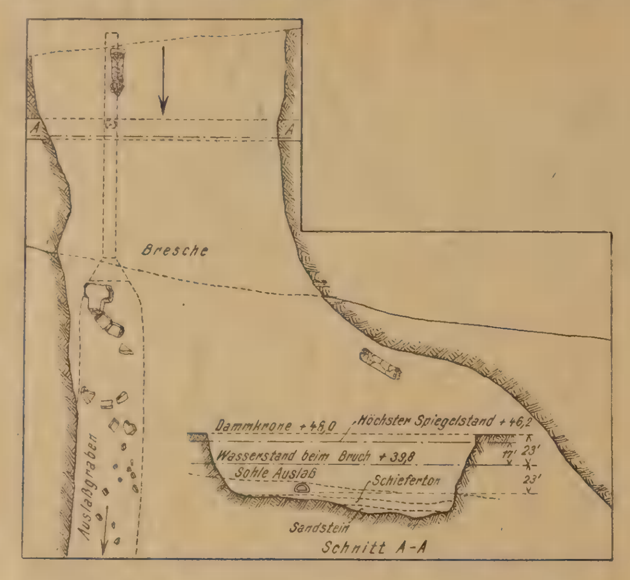


Abb. 18. Grundriß der Bruchstelle und Längenschnitt.



Abb 20. Ansicht der Bruchstelle.



Abb 21. Zerstörte Böschungsbefestigung.

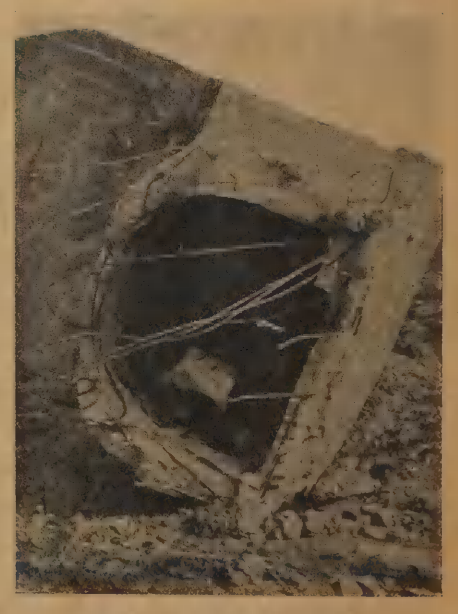


Abb. 22. Zerstörter Grundablaß.

Abb. 18—22. Horse-Creek Staubecken.



Abb. 23. Bruchstelle mit den Trümmern des Grundablasses.



Abb. 24. Böschungsbefestigung vom Eis gehalten, kurz vor der Rutschung.

Abb. 23–25. Horse-Creek Staubecken.



Federnde Stahlbleche (Schatten).

Abb. 25. Pflugartige pferdebespannte Kratze (Fresno Scraper).

Die Böschungsdecke ist in Tafeln von 3,05 wagerecht und 4,57 m in der Böschungsneigung 2 : 1 gemessen mit einer 3,05 m breiten Berme, ebenso wie der übrige Beton in Mischung 1 : 5 hergestellt. Die Fugen sind versetzt und mit zwei Lagen Asphaltfilz gedichtet.

Die stehengebliebenen alten Dammteile scheinen keine Böschungsdecke erhalten zu haben. Dort ist die Fußmauer mit mindestens 1,83 m dichter Erddecke überstürzt, um den Eintritt von Sickerwasser in den Damm über ihre Krone hinweg zu verhindern.

Das Dammaterial wurde aus der Beckensohle gewonnen, wagenladungsweise verstürzt zu 20 cm Schichten eingeebnet und gab in feuchtem Zustande durch Befahren mit Kippwagen einen außerordentlich dichten Damm. Die Krone ist auf 6,10 m verbreitert und die luftseitige Böschung auf 1 : 3 verflacht. Auch wurde dort eine große Menge Felstrümmer verstürzt um den über dem Felsuntergrund abgelagerten Schlamm des Kolkes zu verdrängen und den Dammfuß gegen Abrutschen in die Bruchkolke zu sichern.

Ob die am wasserseitigen Dammfuß gezeichneten Schürflöcher wieder zugefüllt sind, ist nicht gesagt. Am luftseitigen Dammfuß ordnete man, soweit die Dammhöhe über 6,05 m betrug, offene Brunnen von 1,22 m Durchmesser und 7,0 m Tiefe in Abständen von etwa 30 m an, in der Absicht, 1. den Untergrund zu untersuchen — welcher als „fester, dichter Sandstein" festgestellt wurde — und 2. „gegen die mögliche Anhäufung von Wasserdruck unter dem Fuß des Dammes Entlastung zu schaffen". Solche Brunnen sind in derselben Absicht auch noch an einem zweiten Damm desselben Beckens hergestellt.

Wie man sich die Entlastung (relief) denkt, ist nicht ganz klar. Die Tiefe der Herdmauer, welche die Sickerungstiefe des Bruchs von 11 m bei weitem nicht erreicht, und die Anschlüsse an den stehengebliebenen, wenngleich auf höherem Gelände ruhenden Damm scheinen mir nicht genügend. Auch der neue Damm zeigte Sickerungen an seinem Fuße. Um die Durchtränkungslinie festzustellen, sind luftseitig der Krone senkrecht zur Dammaxe Rohre je im neuen Dammquerschnitt in 8,23 m Abstand und im alten Querschnitt in 5,5 m Abstand bis zur Geländesohle niedergebracht.

Sie ergeben schon bei sehr niedrigen Beckenwasserständen Durchtränkungslinien anscheinend offenen Wassers, welche die luftseitige Böschung schneiden. Im alten Dammquerschnitt wird sogar die Durchtränkungslinie durch dichtere Lagerung des luftseitigen Dammquerschnitts gehoben (gestaut). Dies ist besonders ungünstig. Denn je höher geschlossene Wasseradern frei auf der durchtränkten Böschung herunterfallen, desto zerstörender müssen sie wirken.

Bruch des Horse Creek-Staubeckens 29. Januar 1914. E. N. 71/828 und E. R. 69/205.

Das Horse Creek-Staubecken, 80 km oberhalb Denver Colorado, wird zusammen mit dem Prospekt-Becken aus einer Abzweigung des South Platteriver gespeist und dient zur Versorgung eines Bewässerungsnetzes. Es enthält etwa 21 Mill. cbm bei einem Stau 2,44 m unter Krone und 3,5 Mill. cbm totes Wasser etwa 6 m unterhalb Sohle Entnahmekanal bis zum tiefsten Punkt des Beckens 19,8 m unter Krone. Die Hauptdammlänge ist 1386 m, die eines Flügeldammes 183 m. (Abb. 18—25.)

Der Untergrund — Prärieboden — besteht aus durchlässigem Schiefer, bedeckt von 4,6 bis 5,5 m lehmigem Sand, welcher an der Bruchstelle auf 0,9 bis 1,5 m Tiefe abnimmt. Außerdem durchzieht eine Bank weichen ausspülbaren Sandsteins, den Schiefer überlagernd, den Untergrund in diagonaler Richtung. Der Sandstein ist ebenfalls geschichtet und durchlässig. Die bergseitige Hälfte der Gründungsfläche wurde etwa 30 cm tief abgeräumt und in der talseitigen Hälfte aufgeschüttet, wo die Rasen, Wurzeln und andere organische Bestandteile nach dem Bruch noch deutlich sichtbar waren. Dann wurde die wasserseitige Hälfte gepflügt und der Oberflächenboden aus Schürfgräben, senkrecht zur Dammlängsrichtung, dicht an den beiderseitigen Böschungsfüßen in den unteren Teil des Dammes gepackt. In die oberen Teile des Dammes gelangten, vermischt mit geringen Mengen des vorher erwähnten Bodens, die tieferen Schichten der Schürfgräben, bestehend aus weichen Schiefern. Das Material wurde mittels kleiner fahrbarer Bagger (elevating graders) auf Kippkarren geladen, ohne Walzen und

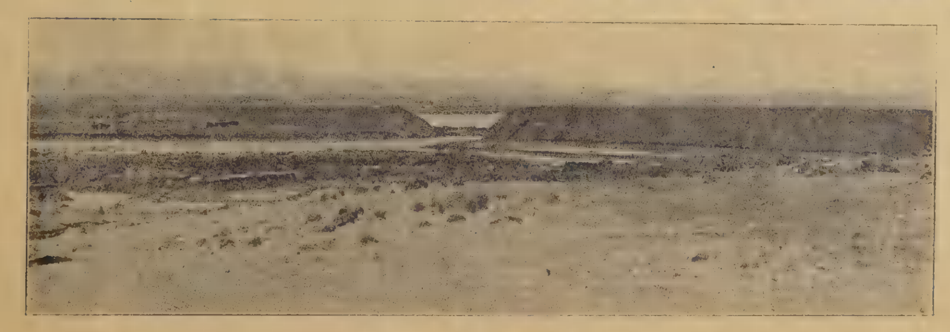


Abb. 26. Hebron-Damm. Ansicht der Bruchstelle im Damm.



Abb. 27. Hebron-Damm, Bruchstelle im Dammquerschnitt.

Annässen in 1,22 bis 1,83 m hohen Schichten verstürzt (vorgeschriebene Schichtstärke nicht über 0,9 m) und mit Fresno scraper *) ausgebreitet (Abb. 25).

Im tiefsten Punkte war zur Entwässerung eine verbleite Entnahmeleitung von 30 cm Durchmesser verlegt. Herdgräben oder Kern fehlten. Die wasserseitige, mit Drahtgeflecht Nr. 12 bewehrte Betonbekleidung Mischung 1 : 4½, 15 cm stark, stützt sich auf eine kleine Fußmauer 0,6 . 0,3. Sie ist in wagrechten Streifen von 3,05 m an Ort und Stelle aufgebracht und hat am oberen Rande als Wellenabweiser eine Aufbiegung und Verstärkung von 30 cm. Nach dem Einstau im Februar 1912 traten Sackungen der Krone bis 2,13 m ein. Dieselben wurden oberhalb der Betonbekleidung im folgenden Jahr mit 26 000 cbm Boden auf i. M. 1,60 m ausgeglichen.



Abb. 28. Hebron-Damm, Ausspülung am Damm.

Die Entnahmeleitung bestand aus einem bewehrten hufeisenförmigen Gewölbe von 2,44 m Spannweite, 0,23 m Scheitel, 0,46 m Widerlagerstärke und 52 m Länge. Die flache Sohle ruhte unmittelbar auf alluvialen Schichten sandigen Lehms. „Halsbänder**) sollen nicht vorhanden gewesen sein." Abschließend mit wasserseitiger Kronenkante erhob sich über dem Kanal ein viereckiger Entnahmeturm in offener Verbindung mit dem Stauwasser, die beiden Oeffnungen 1,4 . 1,9 m, vom Turminnern nach der luftseitigen Fortsetzung des Entnahmekanals, waren mit Schützenverschlüssen versehen. Der Entnahmeturm soll zwei wagerechte Fugen gehabt haben, durch welche das Stauwasser in den Damm und längs der Außenseite des Entnahmekanals durchsickern konnte.

Durchsickerungen im Betrage von 28 Sekundenliter sollen sich auf 300 m Länge des Dammfußes gezeigt haben.

Am Tage des Bruchs, 29. I. 14, stand der Wasserspiegel 7,0 m über Sohle Entnahmekanal und 7,0 m unter Dammkrone und war mit einer 25 bis 38 cm starken Eisdecke bedeckt, welche fest an die Betonbekleidung angefroren war. Die Last der Eisdecke im Verein mit dem im Damm enthaltenen Wasser riß die Betondecke bei der plötzlichen Absenkung des Spiegels an der Böschung herab.

---

*) Pflugartige pferdebespannte Kratze.

**) Halsbänder sind schildartig um den Umfang des Entnahmekanals gelegte Tafeln, welche die Richtung der Sickeradern brechen. Vergl. Z. f. Berg-, Hütten- und Salinenwesen 1915: Ueber gespülte Dämme, vom Verfasser und Abb. 7—8.



Abb. 29. Der Damm, bevor der Bruch eintrat.

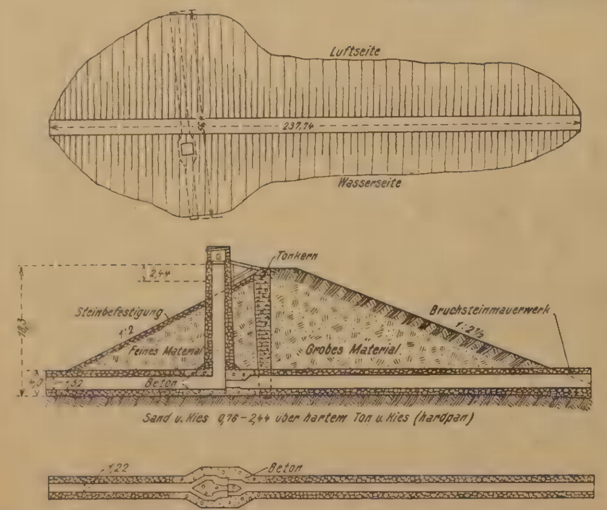


Abb. 30. Aufsicht und Querschnitt mit dem Grundablaß.



Abb. 31. Ansicht der Bruchstelle.
Abb. 29—30. Hatchtown-Damm.

Das Abgleiten der Betondecke auf der durchweichten 1½fachen Böschung halte ich für eine sekundäre Erscheinung.

Die Berichterstattung ist darin einig, daß der 75 m breite Durchbruch im Drittelpunkte der Dammlänge am Entnahmekanal begann. Die unzureichende Gründung desselben, das hohe Sackmaß des Dammes weisen auf Brüche und Undichtigkeiten der Entnahmeleitung hin. Es waren weder Vorkehrungen getroffen, um Sickerungen zu verhindern, noch war nach der Beschaffenheit des Untergrunds und der Art des Einbaues des Dammaterials irgendwelcher Widerstand gegen diese zu erwarten. Die Auskolkung des gewachsenen Bodens erreichte bis 2,44 m Tiefe.

Die Durchtränkungslinie ist wahrscheinlich am Bruchquerschnitt festgestellt und zog sich ziemlich gradlinig von Stauspiegelhöhe bis zum luftseitigen Fuß des Dammquerschnitts. Für die Wiederherstellung ist eine Verbreiterung der Krone auf 5,48 m, eine Verflachung der Böschung auf 1 : 2½ und eine auf den Fels gegründete Entnahme vorgesehen.

Der Bruch des Hebron-Dammes am 2. V. 1914 (E. R. 69/629).

Der Hebron-Damm an einem Nebenfluß des Redriver, Neu-Mexiko, mit einem Niederschlagsgebiet von 90 qkm, 1130 m lang, mit 17,2 m größter und 11,6 m mittlerer Höhe, auf 213 m Länge, wurde im Juni 1913 zum erstenmal gefüllt. Das wasserseitige Steinpflaster von 0,30 m Stärke und der Ueberfall waren nicht fertig, als letzterer schon durch eine Hochflut 0,91 m überströmt und beschädigt wurde. Längs des dreiteiligen Entnahmekanals zogen sich Sickerungen bis 28 l/Sek. hin. Der Wasserspiegel ist dann während des Winters bis April 1914 innerhalb 1,83 m über Sohle des bewehrten Entnahmekanals gehalten.

Die drei Oeffnungen des letzteren je 1,22 m^2 werden an der Außenseite eines Turmes am wasserseitigen Böschungsfuß durch handbewegte Schieber geschlossen. Der Kanal ist mit fünf Halsbändern versehen, welche 1,52 m in die Schüttung greifen.

Der Ueberfall liegt 3,96 m unter Dammkrone, ist 62 m weit. Das Absturzgerinne fällt auf 61 m von Dammitte gerechnet mit 2 v H und weiterhin auf 152 m mit 0,7 v H. Seine Sohle ist 0,30 m stark mit Steinpackung befestigt und mit Mörtel abgeglichen. In der Krone des Ueberfalls sind hydraulisch betätigte Bärenklappen eingebaut, welche gestatten, den Stauspiegel um 1,52 m bis 2,44 m unter Krone zu heben. Ueber die Beschaffenheit des Untergrundes und die Bauweise ist nichts gesagt. Nachdem es vom 29. April ab unaufhörlich geregnet, zogen sich die Wächter am Abend des 1. Mai über den in Tätigkeit befindlichen Ueberfall zurück, um Obdach zu suchen. Der am Morgen des 2. Mai erfolgende Bruch wurde nicht beobachtet. Er fand an einer Stelle statt, wo die Stauhöhe 9,5 m betrug und keine Sickerungen beobachtet waren (Abb. 26 u. 27.)

Etwas östlich von der Bruchstelle hat aber ein Sickerwasserstrom ein Loch in die luftseitige Böschung gerissen. Dasselbe verengte sich auf 6,10 m von der Böschung, ohne daß ein Riß bemerkbar gewesen wäre, auf 25 cm Durchmesser und befand sich an dieser Stelle 11,3 m von der wasserseitigen Böschung und 0,3 m unter Hochwasserspiegel. (Abb. 28.)

Wenn der Durchfluß nicht durch Senkung des Spiegels oder Nachfall verhindert worden wäre, hätte diese Sickerung zu einem Durchbruch geführt. Man vermutet nun, daß sich der tatsächliche Durchbruch in ähnlicher Weise in dem „verhältnismäßig weichen Damm" vollzogen und daß ferner das Loch von einer Landschildkröte (gopher) oder einem andern Wühler herrühre.

Als der Wärter um 3 Uhr morgens den Ueberfall noch überschreiten konnte, war das Loch des Bruchs rd. 7,5 m weit und 3,66 m über Dammfuß. Es erweiterte sich zu einer Lücke von etwa 60 m und spülte von 3 bis 3,66 m unter Gründungsfläche.



Abb. 32. Ansicht der Wasserseite, kurz vor der Fertigstellung.

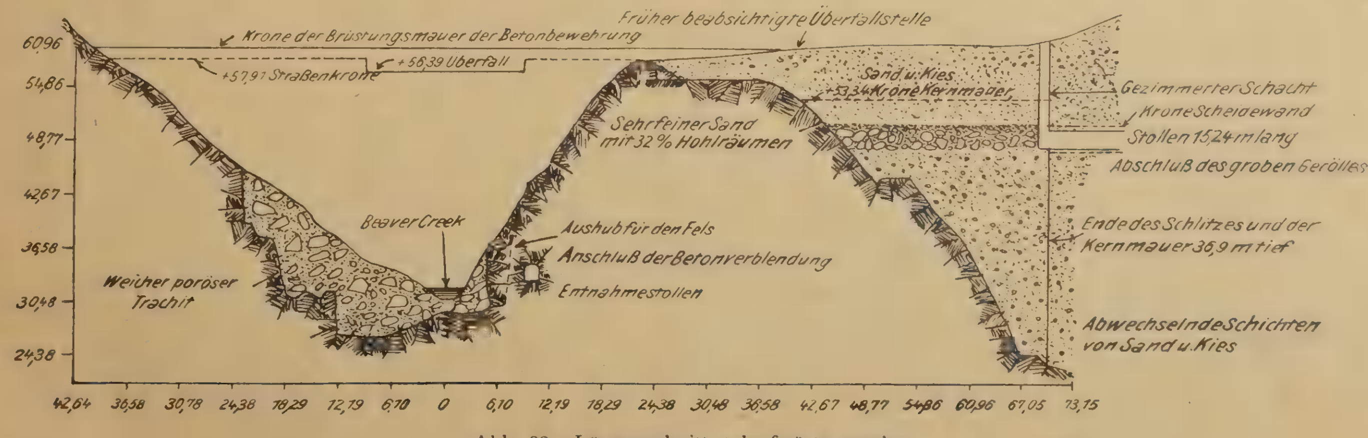


Abb. 33. Längenschnitt, talaufwärts gesehen.

Abb. 32 und 33. Beaverpark-Damm.

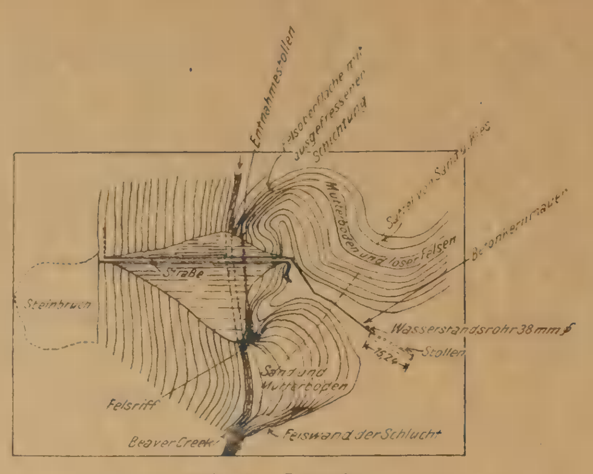


Abb. 34. Lageplan.

Abb. 34—36. Beaverpark-Damm.



Abb. 35. Schnitt durch den Ueberlauf.

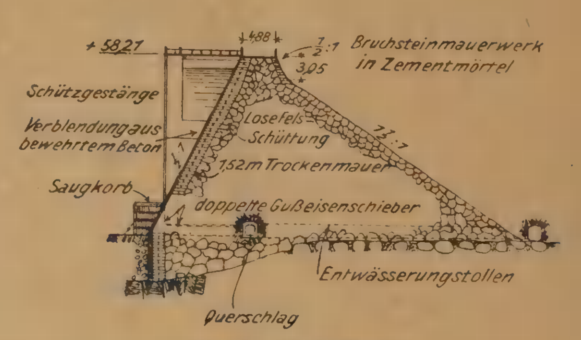


Abb. 36. Querschnitt.

Bruch des Hatchtown-Dammes, Sevierfluß, Utah, 25. Mai 1914 (E. N. 71/1274 (17), E. R. 69/726, 70/142 u. C. N. 11. VII. 1914).

Der Damm ist 1907/8 vom Staat Utah zur Bewässerung von 25 qkm Land erbaut. Bei einer Stauhöhe von 15,85 m enleerte sich der Inhalt von 16 Mill. cbm infolge des Bruchs vom 25. V. 14 in drei Stunden ohne anderen als Materialschaden und Verschlammung der Felder zu bewirken, da eine Warnung rechtzeitig erfolgte.

Am Westhang des Tales zeigten sich unter einer aus Lava bestehenden Kappe von 1,22 bis 3,05 Stärke in dem darunterliegenden Kies schon vor der Erbauung eine Anzahl Sickerungen, welche von hochliegendem bewässerten Ackerland stammten. Sie wurden durch ein Drainagenetz nach dem Fluß abgeleitet und ebenso je ein Drainstrang seitlich des „gemauerten" Entnahmekanals auf dessen Länge luftseitig des unter Wasser gestürzten Tonkerns verlegt. Diese beiden Entwässerungsstränge sind in zwei Schlitzen 0,76 bis 2,44 m tief durch feinen Sand und Kies bis zum hardpan (durch Kalk zementierten Ton) längs und quer zum Sevierfluß durch das Tal geführt. Auch von einer Spundwand quer zum Tal ist die Rede. Beim ersten vollen Einstau 1910 zeigten sich am Ostende des Dammes in der Böschung Quellungen, welche durch eine schwere Felspackung vollständig zum Stehen gebracht wurden. Bis kurz vor dem Bruch am Morgen des 25. V. 14 blieb alles in Ordnung. Um 2 Uhr bemerkte der Wärter an der Ostseite des Entnahmekanals etwa 5 m oberhalb desselben einen geschlossenen Strom schmutzigen Wassers von rd. 10 cm Durchmesser, welcher zwei Stunden lang sich kaum veränderte. Dann begann die Außenböschung erst in kleineren, dann in größeren Fladen abrutschend, auf ein paar Minuten den Strom zu unterbrechen, bis er sich wieder freigewühlt hatte. Als der Rutsch die Dammkrone erreicht hatte, wurde die Lücke frei und das Stauwasser floß offen ab. Es wurde von dem darunter liegenden Piutebecken, Dammhöhe 28,35, Freibord 4,57 m, Inhalt 62 Mill. cbm, von dem noch 37 Mill. cbm frei waren, aufgenommen. (Abb. 29—31.)

Der Wärter gibt an, daß das Entwässerungsnetz des Westhangs, gegen welches der Damm geschüttet wurde, solange es noch zu beobachten war, eine unveränderte Ergiebigkeit zeigte.

In C. N. v. 11. VII. 14 wird angegeben, daß 1912 die Entnahmeschieber sich festgeklemmt hatten, und um das Bauwerk zu retten, mit mehr als 70 Dynamitpatronen gesprengt wurden. Nach der Entleerung wurden neue Schieber eingebaut. Der Verfasser vermutet, daß die Sprengung die Dichtung des Dammes gestört hat — vielleicht ist auch wasserseitig der Dichtung der Entnahmekanal durch Sprengung, Sackung oder Spülung undicht geworden und das Wasser im Damm emporgedrungen.

Auch die luftseitige Böschung des Piutedammes (beide 1 : 2) ist 1,8—2,5 m längs der ganzen Dammlänge talseitig „gekrochen", jedoch nicht im Zusammenhang mit dieser Katastrophe. Es soll beim Einschlämmen des Kerns zuviel Wasser gebraucht oder auch der ganze Damm vom Stauwassser durchtränkt sein.

Der Beaverpark-Damm (E. N. 73/660).

Der Beaverpark-Damm in Süd-Colorado wurde als ein Felstrümmerdamm im Frühjahr 1914 zum Aufstau von 5,5 Mill. cbm für Bewässerungszwecke vollendet. Der „Canyon" ist in einem weichen, porigen, trachitähnlich grauem Sandstein eingeschnitten, und dieser von Spalten und Rissen durchsetzt. Es wurden nur einige flüchtige Schürflöcher auf der Talsohle getrieben und insbesondere ein sattelförmiger Einschnitt, der für die Anlage des Ueberfalls in Aussicht genommen war, nicht untersucht (Abb. 32—36).

Die luftseitige Gründungsfläche sollte nur von Rasen- und Pflanzenwuchs, die wasserseitige auch von Schmutz und losem Material, vornehmlich durch Druckstrahl befreit werden. Der Damm scheint dort auch auf Felsen oder wenigstens gröberem Gerölle zu ruhen.

Der größte Teil des Dammaterials wurde in einem Steinbruch am rechten Talhang in zerrissenen und mit Fugen durchsetzten Bänken durch tiefe Bohrlöcher oder Sprengstollen mit Schwarzpulver gewonnen. Die durchlässige Steinbruchsohle lag unter höchstem Stauspiegel, und hat die Schäden der Durchsickerungen erhöht.

Der luftseitige Teil des Dammquerschnitts ist teils von einer über die Schlucht gespannten Seilbahn aus gestürzt, teils ist das Gerölle mit bootähnlichen Schleifen aus Kesselblech und Steinzangen an Ort und Stelle gebracht.

Die Wasserseite wurde mit Auslegerkranen, sogen. Derricks, aus Felstrümmern — einzelne Blöcke bis 5 tons Gewicht — und zwar bis zu drei Viertel der Dammhöhe mit großen, dazwischen gelassenen Hohlräumen aufgebaut.*)

Gegen die Wasserseite und in die lose Schüttung mit langen Bindern eingreifend, ist eine 1,52 m starke, ½ : 1 geneigte, sorgfältige Trockenpackung gesetzt. Die eigentliche Dichtung gibt eine mit Drahtgeflecht (13 cm Maschenweite) bewehrte Betonbekleidung her, welche nur durch den Fugeneingriff mit der Trockenmauer in Verbindung steht. Beide greifen bis zum festen Fels in Flußbett (6,4 m größte Tiefe) und Talhänge ein. Die Betondecke 1 : 2 : 4 ist bis auf 20 m unter Krone mit Ceresit angemacht, am Fuße 0,61, an der Krone 0,305 m stark. Trotz fehlender Ausdehnungsfugen und großer Temperaturunterschiede wurden wenig oder gar keine Temperaturrisse bemerkt. Die Betonbekleidung ist als Wellenschutz noch 1,2 m über Straßenkrone geführt. Die luftseitige Böschungsneigung von 1½ :1 ist, um noch weitere 3,05 Dammhöhe und gleichzeitig die nötige Straßenbreite zu gewinnen, auf diese 3,05 m auf ½ : 1 erhöht.

Die endgültige Höhe von Flußbett bis Wellenschutzkrone beträgt 26,52 m. Während der Bauzeit wurde das Bachwasser durch den

*) In diesem Bauabschnitt traf der Verfasser des Aufsatzes Hönderlöder als leitender Ingenieur ein, der diese Bauweise abgeändert zu haben scheint.

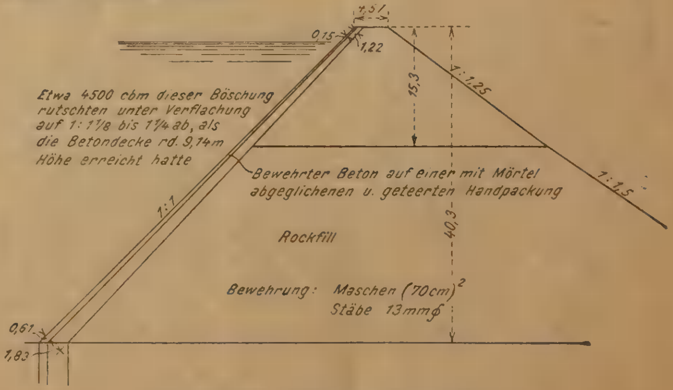


Abb. 37. Swift-Damm, Querschnitt.

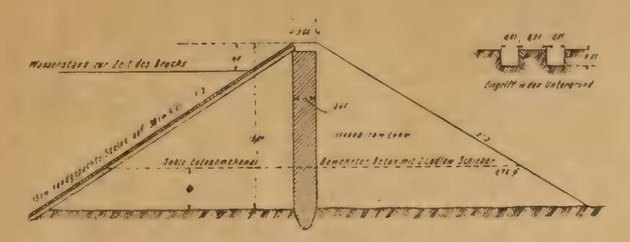


Abb. 38. Lyman-Damm, größter Querschnitt.

Abb. 39. Necaxa-Damm, Querschnitt mit der Rutschungslinie.

Entnahmestollen im linken Talhang von 1,52 . 1,83 m Querschnitt, welcher auf die oberen 18,3 m seiner Länge mit einer Betonauskleidung von 15 bis 30 cm versehen ist, abgeleitet.

Der Entnahmeturm ist mit zwei hintereinander liegenden rechteckigen gerippten Gußeisenschiebern (einer als Reserve) in Bronzeführungen versehen. Die Gestänge werden durch Vorgelege von der Turmkrone betätigt.

Als während des Baues der Sattel des linken Talhangs, wo man den 24,4 m langen Ueberfall zu erbauen beabsichtigte, durch Schürflöcher und Bohrungen untersucht wurde, fand man, daß der Fels, gegen welchen der Damm stieß, nur einem Rücken angehörte und vom eigentlichen Talhang durch eine tiefe, mit Erd- und Steinmassen ausgefüllte, und daher nicht erkennbare Schlucht getrennt war (Abb. 33).

Dies gab zunächst Veranlassung, den Ueberfall in die Mitte der Dammkrone einzuschneiden. Er besteht aus einer Betonsohle mit zwei seitlichen Bruchsteinmauern in 18 m Abstand. Wegen der befürchteten Sackungen des Dammes hat man die Ueberfallrinne an der Luftseite des Dammes in einem fichtenen Gefluder und nicht in massiver Konstruktion fortgesetzt. An der Anschlußstelle des Sattels an den für massiv gehaltenen Bergvorsprung, senkte man einen Untersuchungsschacht ab, welcher in 36 m Tiefe den Fels erreichte. Die Oberfläche des letzteren fiel bergwärts unter 45 Grad zu noch größeren Tiefen ein. Der Anschluß an den Haupttalhang ist nicht erforscht. Von dem Schacht aus ist nur nach der Dammseite zu ein in der Ansicht dreieckförmiger gezimmerter Schlitz von 1,06 m Weite und etwa 40 m Kronenlänge bis zum Felsen des Rückens getrieben.

In demselben wurde eine Kernwand von 0,60 m Fuß- und 0,30 m Kronenbreite aus Beton 1 : 2 : 4 gegen die sorgfältig hinterfüllte wasserseitige Schalung gestampft, während die luftseitige Schalung mit dem Anwachsen der Mauer wiedergewonnen und der Schlitz zugeschlemmt wurde. Die senkrechte Endbegrenzung des Diaphragmas wurde im Schacht wasserseitig um 0,46 m zu einer Versteifungsrippe umgebogen, welche zugleich Durchsickerungen abschneiden sollte. In den rechten Winkel, welchen Kernmauer und Rippe im Grundriß bilden, ist ein 38 mm senkrechtes Rohr mit einer Pumpe aufgestellt, um „Durchsickerungen entdecken zu können".

Nach der andern Seite des Schachtes ist etwa 12 m unter Erdoberfläche innerhalb einer wagrechten Schicht sehr groben Gerölles (Abb. 33) ein 15,24 m langer Stollen, 2,44 m hoch und 2,13 m breit, getrieben, und in demselben eine Dichtungswand sowohl in Sohle als auch in den Fuß eingreifend, im Anschluß an die Herdmauer errichtet. Sie erreicht die eigentliche Talwand nicht, ist auch luftseitig nicht entwässert, weil die Mittel fehlten.

Oberhalb der Kernmauer ist der Schlitz durch ein Gemisch von Sand und Ton, hergestellt in einer Betonmischmaschine, ausgefüllt und eingeschlämmt. Die beckenseitige Böschung des Sattels wurde auf einer 15 cm starken Kiesunterlage gepflastert, um sie gegen den Wellenangriff zu schützen.

Die Arbeiten sind im Frühjahr 1914 kurz vor Eintritt der Flutperiode vollendet, und das Wasser zwei Monate lang aufgestaut. Ein Bericht über die Durchsickerungen durch die Bergwände und die angewandten Mittel, um sie zu verhindern, soll in einer späteren Veröffentlichung erscheinen.

Bruch des George-Damm, South Fork, South Platte River oberhalb Lake Cheesman am 18. Juni 1914 (E. R. C. N. vom 11. VII. 14).

An einem Ende des Dammes drängte sich das Wasser zwischen Schüttung und gewachsenem Boden — wasserdurchlässigem Kies — nach anhaltend hohen Spiegelständen hindurch und wusch den Damm an dieser nicht sehr hohen Stelle allmählich aus, da der gewachsene Boden großen Widerstand leistete. Die Flut, etwa 2,6 Mill. cbm, wurde vom Lake Cheesman zwar aufgenommen, verstärkte aber dessen Ueberfallwasser so, daß unterhalb Verwüstungen angerichtet wurden. Trotzdem der Eingriff des Dammes durch Herdgräben und Dichtungsschlitze am Talhang nicht gesichert war, hatte der Damm einen siebenjährigen Betrieb ausgehalten.

Ausbauchung des Swift-Dammes (E. R. 69/360 u. E. N. 73/243).

Der Swift-Damm hat eine größte Höhe von 40,3 m, 4,57 m Kronenbreite, Böschungsneigung auf 15,3 m senkrechte Höhe luftseitig 1 : 1,25 darunter 1 : 1,5. Wasserseitig war die Böschung 1 : 1. Die letztere war, von 1,83 m Stärke von unten auf 1,22 m nach der Krone zu abnehmend, von Hand auf die Felstrümmerschüttung gepackt, mit Mörtel abgeglichen, geteert, und endlich mit einer bewehrten Decke gleichfalls von unten nach oben abnehmend von 0,6 bis 0,15 m Stärke geschützt. Die Rundeiseneinlagen hatten 13 mm Durchmesser und 10 cm Quadratseite der Maschen. Als die Decke etwa 9,0 m Höhe erreicht hatte, rutschten etwa 4500 der Felstrümmer, die Decke ausbauchend, und sich zu einer Böschung von 1¾ bis 1⅘ verflachend. (Abb. 37.)

Es sei hier eingeschaltet, daß die Stein- und Pochsandhalden des Oberharzes 30 bis 40 m hoch in einer natürlichen Böschung von 33 bis 37 Grad stehen.

Der Lyman-Damm, Little Coloradoriver, Arizona. Bruch am 14. April 1915 E. N. 73/794).

Der Lyman-Damm von 250 m Kronen-, 137 m Basislänge, 19,84 m größter Höhe aus 150 000 cbm Ton bester Beschaffenheit, mit einem 3,66 m starken Kern, wurde im August 1913 vollendet. Der Eingriff in den Untergrund, über dessen Beschaffenheit nichts gesagt ist, bestand in 0,61 . 0,61 m Gräben in 0,91 m Abstand sorgfältig mit Ton ausgestampft. Der Damm ist auf drei Viertel seiner Länge bis an das Bett des kleinen Colorado geschüttet und dann bei N. W. durch das Flußbett. Es ist nicht angegeben, wie dort der Eingriff gesichert wurde. Ebensowenig wie man 0,91 m Freibord der jeweiligen Schüttungshöhe hielt, da der bewehrte Entnahmekanal 6,10 m über Flußsohle lag.*) Das Becken kann 50 Mill. cbm zur Bewässerung

*) Vielleicht durch einen Heber?



Abb. 40. Mohawk-Damm, Bruchstelle.

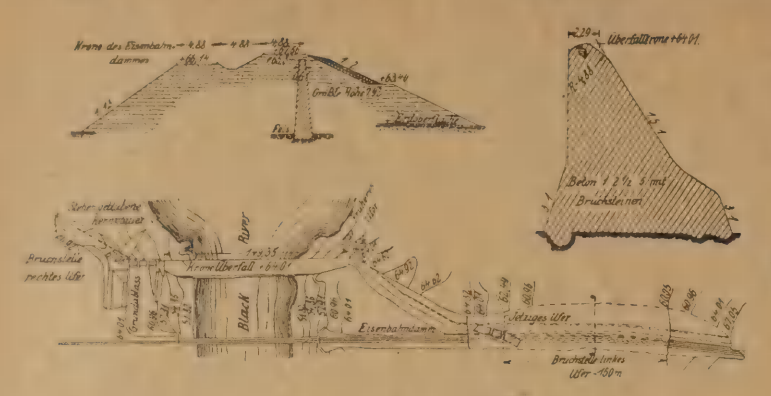


Abb. 41. Hatfield-Damm, Lageplan, Dammquerschnitt und Querschnitt der Ueberfallmauer.

von 60 qkm Land fassen, war 1914 bis 11,9 über Sohle und beim Bruch am 14. IV. 15 etwa 16 m über Sohle mit etwa 23,5 Mill. cbm gefüllt. Am selben Tage war es von den Aufsichtsbeamten besichtigt und in Ordnung befunden. Am luftseitigen Fuße des Dammes in der Mitte des Flußbettes brach plötzlich eine Wassermenge von 9 m Höhe empor, welche der Damm anfänglich in einem Bogen von 23 m Spannweite frei überspannte. Dieser brach indessen bald zusammen, und wurde zu einer Lücke von 106 m Breite erweitert. Der Schaden betrug ungefähr 300 000 Dollar. Die Entnahmeleitung blieb unversehrt. Sie soll bei der Wiederherstellung durch einen Grundablaß ergänzt werden. Das Fehlen eines solchen hat augenscheinlich die Dichtungsarbeiten im tiefsten und wichtigsten Teil des Dammes auf ein Mindestmaß beschränkt. Es mag sein, daß auch die Durchweichung des Dammes unter dem Einfluß des toten Staues zu dem Grundaufbruch beigetragen hat. Der Ueberfall, 35,6 m lang, liegt in einer natürlichen Senke, 4000 m vom Damm ab. (Abb. 38.)

Der Ashti-Damm in Indien vergl. Lueger I S. 566.

Der Ashti-Damm in Indien von 17,68 m größter Höhe, Stauspiegel 3,66 m unter Krone, war auf einem Untergrund geschüttet, welcher nach Durchtränkung mit dem Stauwasser allmälich in halbflüssigen Zustand übergegangen war. Dies führte zu einer gefährlichen Sackung des Dammes. Die Massen wurden luftseitig durch eine eingebaute Entwässerung zum Stehen gebracht, und die Böschungen durch Steinbewurf beschwert, geschützt und gestützt.

Der Necaxa-Damm.

Der Necaxa-Damm, einer der vier Dämme der mexikanischen Licht- und Kraftgesellschaft am Necaxa und Tenango, brach bei 40 m Höhe (Endhöhe 54 m) während des Baues. Der unvollendete Damm, bestehend aus zwei Felstrümmerranddämmen mit dazwischengespültem lehmigen Material, wurde schon zum Aufstau benutzt. Bei nahezu leerem Becken im Mai 1909 gewann die Füllmasse einen derartigen Ueberdruck, daß die Schüttung der Wasserseite auf 120 m Länge durchbrach und sich an 400 000 cbm Schlamm in das Becken ergossen. Der Damm ist mit kräftigeren Randdämmen und magerem, steinigerem Füllmaterial wiederhergestellt. (Abb. 39.)

Mohawk-Damm bei Tiffin Ohio (E.N. 73/1121).

Durch die Märzflut 1913 wurde der Damm des Mohawk-Fischklubs von 122 m Länge und 5,5 m größter Höhe infolge des zu kleinen Holzüberfalls überströmt und durchgerissen. (Abb. 40.)

Die Lücke wurde 1914 durch Gespanne und Kratzen mit Lehmboden, enthaltend etwas Kies und Sand, ohne eine andere Zusammenpressung als das Darüberfahren wieder ausgefüllt. Sofort nach Vollendung des Abgleichens der Böschungen wurde die ganze Dammoberfläche mit einer durch Drahtgeflecht bewehrten Betondecke von 10 cm Stärke überzogen. Dieselbe befand sich an der Luftstatt an der Wasserseite und stützte sich gegen eine 0,91 bis 1,22 m tiefe Herdmauer des Dammfußes. Diese verkehrte Anordnung ist wahrscheinlich in der kühnen Absicht getroffen, den ganzen Damm als Ueberfall dienen zu lassen. Die selbstverständlich eintretenden Sackungen wurden durch eine auf der Krone aufgebrachte Abgleichung von einigen Zentimeter Beton nicht aufgehalten. Bei Eintritt des Winters bildeten sich wagrechte, im Januar 1915 senkrechte Risse und Sackungen. Das Wasser trat spülend unter der Herdmauer hervor, die Risse erweiterten sich. Nach eingetretenem Tauwetter und einem warmen Regen am 31. Januar riß das Stauwasser in starker Masse die in Abb. 40 dargestellte Bresche.

„Dieser Unglücksfall erschütterte den Glauben der Klubmitglieder an Dämme derart, daß bisher nichts zur Wiederherstellung geschehen ist."

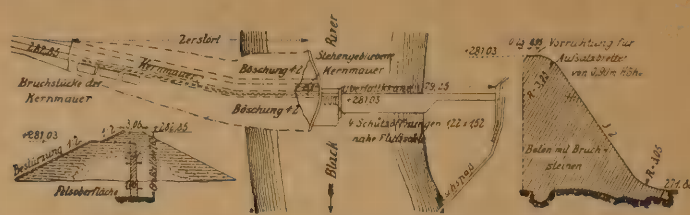


Abb. 42. Dells-Damm, Lageplan, Dammquerschnitt und Querschnitt der Ueberfallmauer.



Abb. 43. Dells-Damm. Bruchstelle mit den freigelegten umgestürzten Kernmauerbruchstücken.

Die Zerstörung des Dells- und des Hatfield-Dammes (E.R. 64/446, 487 u. E.N. 66/452).

Der Blackriver, ein Nebenfluß des oberen Mississippi, wird etwa 26 und 36 km oberhalb der Stadt Blackriverfalls durch zwei einander ziemlich ähnliche Bauwerke für Kraftzwecke aufgestaut.

Zuerst wurde der untere Hatfield-Damm mit einem Beckeninhalt von 14,7 Mill. cbm, welche einem 4 km langen Obergraben gleichlaufend dem Unterlauf des Flusses mit anschließendem Kraftwerk — Gefälle 25 bis 29 m — zugeführt werden können, 1907 bis 1909 erbaut. Im folgenden Jahr zur Ergänzung des Wasservorrats um 10,1 Mill. cbm der oberhalb liegende Dells-Damm. Innerhalb der Stadt Blackriverfalls ist dann der Fluß zur Ausnutzung von etwa 5,5 m Gefälle für ein städtisches Kraftwerk unter Benutzung einer Insel nochmals aufgestaut.

Das Niederschlagsgebiet umfaßt 3284 qkm, und es wurden nach zwei Regenwochen in der Nacht vor dem Bruch am 5/6. Oktober 1911 9 cm Regenhöhe beobachtet.

Der obere Dells-Damm besteht aus einem Betonüberfall auf Granituntergrund, von 79,25 m Länge und 8,84 m größter Höhe, welcher die Hälfte des Flußbetts und das linke Ufer bis zum Talrand abschließt. In der Mitte des Flusses schließen sich daran vier Grundablässe je 1,22 . 1,53 m zwischen Pfeilern. Der übrige Teil des Flußbettes und das rechte Ufer wird durch einen 1 : 2 geböschten Erddamm von 152.4 m Länge mit Kernmauer abgeschlossen, welcher in die Flügelmauer des Grundablasses hineinschießt. Die Kernmauer steht auf Granit und „undurchlässigem Ton". Ihre Krone liegt auf + 281,42 in gleicher Höhe mit Wehrkrone (mit 0,91 m Aufsatzbrettern versehen) und 1,83 m unter Dammkrone (+ 282,85). Bei Eintritt des Hochwassers war eilig aus Sandsäcken und Schüttung eine Erhöhung auf der Dammkrone von etwa 0,61 m hergestellt. Dieselbe wurde vom Stauspiegel gerade erreicht und konnte die Ueberspülung um so weniger verhindern, als ein heftiger Wind talabwärts wehte. Die Hochflut stieg statt der berechneten 1,67 m über Wehrkrone auf 2,44 m, überströmte also den Erddamm um 2,44—1,83 = 0,61 m und riß ihn samt der Kernmauer bis auf etwa 30 m des rechten Endes weg. Dort blieben auch drei umgeklappte Stücke der Kernmauer von 9 bis 15 m Länge liegen, während der Rest verschwunden ist. Der Ueberfall blieb unbeschädigt.

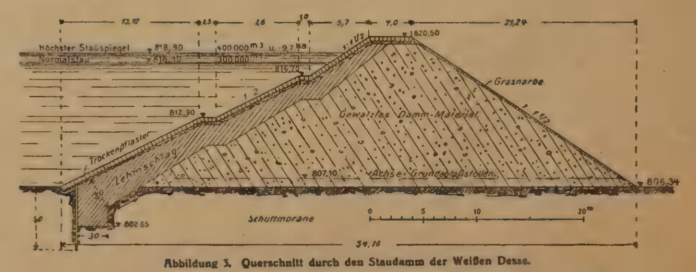


Abbildung 3. Querschnitt durch den Staudamm der Weißen Desse.

Abb. 44. Staudamm der Weißen-Desse, Querschnitt.

Der Hatfieldüberfall aus Beton, von ähnlichem Querschnitt wie der des oberen Dellsdammes, sperrt das ganze Flußbett auf 149,35 m Länge ab.

Am rechten Ufer schließt ein Auslaßwehr mit drei Taintergates von je 6,10 m Lichtöffnung den Obergraben zum Kraftwerk ab. Das massive Abschlußwerk setzt sich auf dem rechten Ufer in einem 1220 m langen, ziemlich niedrigen Damm fort. Auf dem linken vereint sich ein 350,7 m langer Damm mit einem talabwärts liegenden Eisenbahndamm der Greenbay und Western Railroad. Derselbe verstärkt also, wenngleich etwas niedriger, den Dammquerschnitt gerade an der Bruchstelle von etwa 150 m Länge, in einer Senke von 8 m größter Dammhöhe. Die Kernmauer beider Abschlußdämme steht auf Fels oder hardpan (durch Kalk zementierter Ton). Ihre Krone liegt auf + 65,84 (1,83 m über Krone Ueberfall + 64,01) und 1,83 unter Dammkrone + 67,66. Die größte Ueberfallhöhe war zu 3,10 m angenommen, erreichte aber 3,44 m, blieb also noch etwa 0,40 m unter Dammkrone.

Das Hinterfüllungsmaterial der Kernmauer bestand jedoch aus losem Boden mit großem Sandgehalt. Der über der Kernmauerkrone liegende Boden wurde daher rd. 1,40 m hoch durchtränkt und samt der Hinterfüllung hinweggespült. Die Mauer stürzte, ihres Halts beraubt, ebenfalls in 9 bis 15 m langen Stücken ein. Eine der Bruchstellen traf mit der V-förmigen senkrechten Eingriffsfuge, welche bei der Errichtung der Mauer zur Verbindung der Baulängen von etwa 12,2 m angeordnet waren, zusammen. Die Bruchstücke trennten sich in der Gründungsfuge vom Felsen bis auf eines, an welchem eine 30 cm starke Schicht des Granituntergrundes haftete.

Eine kleinere Bresche entstand gleichzeitig auch im rechten Anschlußdamm dicht am Entnahmewehr. Doch blieb die Kernmauer stehen, welche scheinbar nur ein kurzes Stück dem Damme folgt und in einer senkrechten Fläche endigt. Das massive Auslaßwehr und der Ueberfall, an welches sie anschließt, sind unbeschädigt. Der Obergraben wurde kurz vor dem Bruch von zwei Arbeitern durchstoßen, und dadurch die Menge des nach der oberen Kraftstation fließenden Wassers vermindert.

Der Stau für die zweite Kraftstation innerhalb der Stadt, obgleich er teilweise noch durch Dynamitsprengungen ermäßigt wurde, lenkte den Strom in ein altes Flußbett, auf welchem das Geschäftsviertel erbaut war. Dasselbe wurde hinweggespült, wodurch ein Materialschaden von 1,5 Mill. Dollar entstand. Menschenleben waren nicht zu beklagen, da die Hochflut sechs Stunden vorher telephonisch gemeldet wurde.

Die Wiederherstellung des Hatfielddammes erfolgte im Winter unter Verwendung von Heizschlangen für den Beton. Ein mit Taintergates versehener Ueberfall von 72 m Länge in eine Mauer eingebaut, schließt die 152,4 m lange Bruchstelle (E. R. 66/88).

Ueber die Wiederherstellung des Blackriverfalls siehe E. R. 66/132.

Der Bruch des Dammes der weißen Desse am 18. September 1916 (Zentralblatt d. B. 1916 S. 560 und Z. d. V. d. Ing. S. 916, S. 821 und 1029).

Im böhmischen Teil des Isergebirges sind von einer Wassergenossenschaft in der Weißen Desse 400 000 cbm, mit Ueberlaufstollen von 1 km Länge nach der schwarzen Desse (7 Mill. cbm), zugunsten zahlreicher Betriebe aufgestaut.

Von den beiden Erddämmen, welche erst 1915 vollendet waren, wurde derjenige der Weißen Desse (Abb. 44) in 80 m breiter Lücke seiner 240 m betragenden Länge bei einem Teichinhalt = 200 000 cbm zerstört.

Der Untergrund besteht aus verwittertem Granit-kiesigem Lehm bis zu unerforschter Tiefe. Aus solchem, welcher der Beckensohle entnommen und in 40 cm starken Schichten verbaut wurde, besteht auch der Damm. Oberbaurat Grohmann von der österreichischen Direktion der Wasserstraßen bezeichnet das Schüttungsmaterial als grusartig, wenig tonhaltig, wasseraufnahmefähig, also porig. Seine Verdichtung im Damm durch Motorwalzen hat sich nur auf 10 bis 12 cm der Schichthöhe erstreckt. Die Walznähte waren deutlich zu erkennen.

Im linken Talhang war ein massiver Betongrundablaß mit eisernem Rohr auf Pfahlrost eingebaut und am Ein- und Auslauf je mit einer 4,0 m langen Spundwand abgeschlossen, welche sich in der Dammlänge als Flügelspundwand fortsetzt. Unter der Sohle des Grundablaßstollens wurden 3,5 m tiefe Betonrippen quer in das Tal eingeschnitten und mit Lehm verstampft.

Vor Eintritt des Unfalls soll über dem Scheitel des Rohrstollens zuerst ein fingerdicker Wasserstrahl, nach ¼ Stunde ein armsdicker, schmutziger Strahl beobachtet sein. Hierauf sei der Damm längs des Stollens zusammengebrochen. Der Leerlauf soll sich innerhalb 20 Minuten vollzogen und mit einer 4 bis 5 m hohen Welle angesetzt haben.

Grohmann sieht die unmittelbare Ursache des Unglücks in Sickerungen, welchen die glatte Oberfläche des Rohrstollens und des Schieberschachtes den Weg gewiesen haben.

Von der wasserseitigen Böschung aus gab der sich aus dieser erhebende Schieberschacht, dem Stauwasser, nachdem es Bruchsteinpflaster (30 cm), Schotter (40 cm) und Lehmschicht (160 cm) durchdrungen hatte, Gelegenheit, längs des Rohrstollens durchzubrechen.

Ich denke mir, daß das Gewicht eines Teils des Dammkörpers, in dem Maße wie seine Poren vom Wasser gefüllt werden, sich zunächst erhöht, daß aber bei zunehmendem Druck die innere Spannung den Zusammenhang der Erdteilchen überwindet und ihr Gewicht um das verdrängte Wasser vermindert: die Durchfeuchtung in die Durchtränkung und Bewegung übergeht.

Ebenso werden anfänglich Pfahlrost und Spundwände den Entnahmekanal besser unterstützt haben, als es die übrige Dammfläche war. Der Damm wird sich aufgehängt haben. Unter dem Staudruck haben sich aber längs des Umfangs der Pfähle Wasseradern aus dem angeschnittenen Untergrund emporgezogen mit der Wirkung, welche der Eiter für den Splitter im Fleisch hat: der Pfahlrost ist unter der Dammlast gesackt, und es sind oberhalb des Scheitels Hohlräume im plastischen Material entstanden. Auf ähnliche Weise ist die auf Pfahlrost im dichten Klai bis zu einer durchlässigen Sandschicht gegründete Kaimauer im trocken gehaltenen Brunsbütteler Binnenhafen (1893) unter ihrer Eigenlast und dem lösenden Einfluß des Auftriebwassers am Pfahlumfang, versackt.

Pfahlroste und Spundwände sind Fremdkörper im Erddamm, welche auf die Dauer zu seiner Sicherheit und Dichtigkeit nicht beitragen.

Im vorliegenden Falle würde es sich empfohlen haben, den Verbindungsstollen mit der schwarzen Desse, unabhängig vom Damm aus dem Becken der weißen Desse herauszuführen, oder das letztere mit Hilfe von Saughebern zu entleeren.

Zerstörung des Erdanschlußdammes am Osfall der Gemeinde Rena in Norwegen infolge Versagens der Entlastungsanlagen (Z. d. V. d. Ing. 1916 S. 953 u. 1917 S. 38).

Der Damm besteht aus einem linksseitigen Eisenbetonhohldamm, welcher alle Entnahme- und Entlastungseinrichtungen enthält und einem anschließenden rd. 11 m hohen Erddamm von 55 m Länge, dessen Krone nur 1,0 m über höchstem Stauspiegel liegt. Letzterer wird durch eine einzige Klappe von 25 m Länge und 2,75 m Höhe mit untenliegender Drehaxe (ähnlich Tallulah Falls) gehalten. In drei Punkten ist dieselbe unterstützt und durch Hebel und Gegengewichte ausgeglichen, welche im Hohlwehr untergebracht sind.

Das Wehr hält trotz wechselndem Wasserzufluß den Normalstau. Neben der Klappe befand sich noch eine Reihe alter Schützen, die beim Drohen größerer Hochwasser von Rechts wegen hätten geöffnet werden müssen, da der lichte Querschnitt der Klappe allein für außergewöhnliches Hochwasser nicht groß genug bemessen war. Die Bedienungsmannschaft unterließ es, beim Verlassen des Betriebes die Schützen abends zu ziehen, und als über Nacht das große Hochwasser kam, vermochte die an sich ordnungsmäßig sich umlegende Klappenöffnung die Wassermasse nicht zu fassen, eine Ueberströmung des mit schwach bewehrter Kernmauer versehenen Dammes trat ein, der er zum Opfer fiel. Daraus kann nichts gegen die Güte neuerer selbsttätiger Klappenwehr gefolgert werden; es können nur Schlüsse auf die Betriebsführung und die Gesamtanordnung einer beweglichen Wehranlage in Verbindung mit Erddämmen gezogen werden.

Schriftleitung: Berlin W 66, Wilhelmstr. 89. Für den redaktionellen Teil verantwortlich R. Bergius, Druck und Verlag: Guido Hackebeil A.-G., Berlin S 14, Stallschreiberstr. 34-35

ZEITSCHRIFT FÜR BAUWESEN

HERAUSGEGEBEN

IM

PREUSSISCHEN FINANZMINISTERIUM.

SCHRIFTLEITER:

RICHARD BERGIUS UND Dr.-Ing. **NONN.**

73. JAHRGANG 1923

MIT 35 EINLEGETAFELN UND ZAHLREICHEN TEXTABBILDUNGEN



BERLIN 1923

VERLAG VON GUIDO HACKEBEIL AKT.-GES.

Druckfehlerberichtigungen.

Aufsatz Weissker: Die Ueberschrift auf Tafel 1 und 2 (zwischen Seite 40 und 41 muß lauten: Die Mündung bei Neufähr (nicht Neufahrwasser).

Auf Seite 41 fehlen nach den Worten „seit dem 14. Jahrhundert um etwa" die Worte „9 km vorgeschoben, die aus der geteilten Weichsel und der Nogat abfließenden Wassermengen sollen durchschnittlich etwa" 0,0172 %. Seite 45, Zeile 38 muß es statt nordöstlicher, nordwestlicher heißen.

Aufsatz Roloff: Abbildung 2 auf Seite 48 ist versehentlich auf den Kopf gestellt worden. Bei Abb. 1 auf Seite 47 muß es in der Unterschrift nicht Dauerfahrplanzeiten, sondern Sommerfahrplanzeiten heißen. Seite 51, vorletzte Zeile im Absatz 2 muß es heißen: zu heben statt zu haben.

Aufsatz Forchheimer: 2. Absatz, erste Zeile muß es heißen: „Umfassende Beobachtungen nahm zwanzig Jahre später".

Inhalt des dreiundsiebzigsten Jahrganges.

A. Hochbau.

B. Ingenieurbau.

C. Bauwissenschaftliche und kunstgeschichtliche Abhandlungen.

Druck: Guido Hackebeil A.-G., Berlin S 14, Stallschreiberstr. 34/35.

Für den geschäftlichen Teil verantwortlich Otto Schwock, Berlin. — Druck und Verlag: Guido Hackebeil A.-G., Berlin S 14, Stallschreiberstraße 34/35